

COURS

DU

GENIE CIVIL

EXPLOITATION

DES EAUX

Notes publiées avec l'autorisation de Monsieur le Professeur CAMPUS

IMPRIMERIE - LITHOGRAPHIE

AUG. PHOLIEN

57, RUE SUR LA FONTAINE, 57

LIEGE

Exploitation des eaux.

I^{ère} Section.

Exploitation de l'énergie hydraulique.

Chapitre I

Étude générale de l'énergie hydraulique.

§ 1 - Généralités.

Il est superflu d'insister sur l'importance naturelle de l'eau. Elle est indispensable de la vie et l'on croit qu'elle y a pris naissance. Ses régions privées d'eau sont des déserts, où la matière vivante ne peut se fixer mais doit périr. Ses points de repère qui s'y trouvent sont les puits, les oasis, points d'eau qui fixent les étapes obligatoires du parcours et qu'il faut franchir dans le moindre délai. Toutes les actions de la vie et de l'industrie humaine exigent le concours de l'eau et les concentrations sociales se sont opérées surtout dans les grandes vallées et sur les rivages des mers et des lacs.

Il n'appartient pas au domaine de l'hydraulique d'étudier les propriétés physiques et chimiques de l'eau et ses innombrables applications. Sa fonction de l'hydraulicien est de mettre au service des consommateurs, sous une forme adéquate, les ressources hydrauliques. Elle est si essentielle et arrivée à un tel point de perfectionnement que son importance n'est même plus remarquée.

Les ressources en eau sont les nappes de ruissellement, les nappes souterraines, les cours d'eau, les lacs et les mers. L'hydraulicien doit

les capter ou les recueillir, les admettre, les accumuler et les répartir ou distribuer, éventuellement les récupérer.

Toutes ces opérations sont grandement favorisées par la fluidité de l'eau. Surtout le transport, qui n'exige qu'un travail modéré et qui peut d'ailleurs se faire sans travail extérieur, par la gravité, aux dépens de l'énergie potentielle de l'eau, qui trouve donc en elle-même, sous une forme utilisable, l'énergie nécessaire à son transport.

Cette dernière observation est importante. Elle montre en effet que les ressources hydrauliques sont susceptibles de constituer en outre des ressources d'énergie. L'utilisation de cette énergie par les écluses, les biefs hydrauliques, les moulins à eau etc. est déjà ancienne, mais elle a été, jusqu'à ces dernières décades, très imparfaite et insignifiante par les puissances mises en oeuvre. Les progrès de l'industrie humaine, notamment de la construction des machines, mais surtout de la production et du transport de l'énergie électrique, ont donné lieu en quelques dizaines d'années à une exploitation déjà énorme des ressources d'énergie hydraulique, connus sous le nom de houille blanche (glaciers), houille verte (cours d'eau) et houille bleue (mers). La puissance installée ou en vue d'installation atteignait 20.000.000 CV en 1922; les ressources disponibles sont évaluées à 150.000.000 CV et sont sans doute supérieures; elles sont inépuisables. Cette puissance est équivalente au travail électrique que l'on pourrait obtenir en utilisant à cet effet la totalité du charbon extrait par an dans les conditions actuelles. Il faut donc considérer que le développement de l'exploitation de l'énergie hydraulique joint à l'épuisement des réserves connues de combustibles minéraux est susceptible d'apporter des changements énormes dans la géographie industrielle et sociale, dont les premières manifestations apparaissent déjà.

§ 2. Énergie hydraulique.

Une masse d'eau M , susceptible de passer d'une position dans une arête et dont le centre de gravité est à hauteur H en dessous de la première, les conditions de pression étant les mêmes, possède une

énergie potentielle libérable égale à gMH . Un courant d'eau d'un débit Q m³/s subissant un abaissement de niveau piézométrique égal à H produit une puissance brute ωQH . Cette puissance est partiellement récupérable par des récepteurs appropriés. Une certaine partie est dissipée par les pertes de charge hydrauliques avant et après le récepteur, une autre par les pertes d'énergie dans le récepteur même. Si ξH représente les pertes de charges, $H(1-\xi)$ constitue la chute nette. Si ρ est le rendement du récepteur, la puissance utile sur l'axe du récepteur est

$$\rho \omega H (1 - \xi)$$

L'étude des récepteurs (turbines et roues) est faite dans le cours de mécanique. Pour les calculs généraux, on peut admettre $\rho \geq 0,75$, de telle sorte que si $\omega = 1000$ et en désignant par h la chute nette en m, la puissance est :

$$\geq \frac{0,75 \times 1000 \times Q \times h}{75} \geq 10 Q h \text{ CV}$$

On écrit aussi $7 Q h$ en KW aux barres de distribution.

Je ne cite que pour mémoire la puissance, d'ailleurs très faible, qu'on peut recueillir au fil de l'eau, par choc. Elle correspond à une hauteur de chute $\frac{v^2}{2g}$ et le rendement ρ des récepteurs correspondants est très faible. Donc les 2 facteurs essentiels de l'énergie hydraulique sont le débit et la chute nette, souvent variables et interdépendantes. L'étude d'une source d'énergie hydraulique consiste tout d'abord dans l'étude des débits, des chutes correspondantes et de leurs produits.

§ 3. Énergie de la chute d'un cours d'eau, sans accumulation.

Supposons que l'on établisse un barrage dans un cours d'eau et que l'énergie de la chute ainsi excéé soit utilisée par des récepteurs appropriés et de telle sorte que tout le débit du cours d'eau soit constamment déversé par l'usine. La puissance instantanée est donc

$$10 Q h \text{ CV.}$$

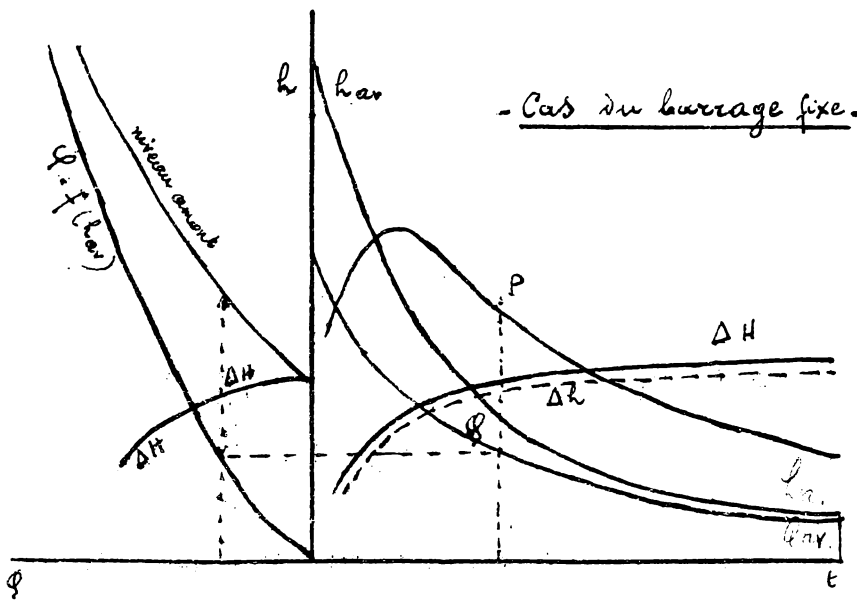
D'après ce que nous savons, le débit des cours d'eau n'est pas constant, non plus que leur niveau. Nous opérerons sur les courbes caractéristiques de la section immédiatement en aval du barrage, à savoir :

1°) la courbe annuelle limnimétrique ou son analogue la courbe des durées des hauteurs d'eau.

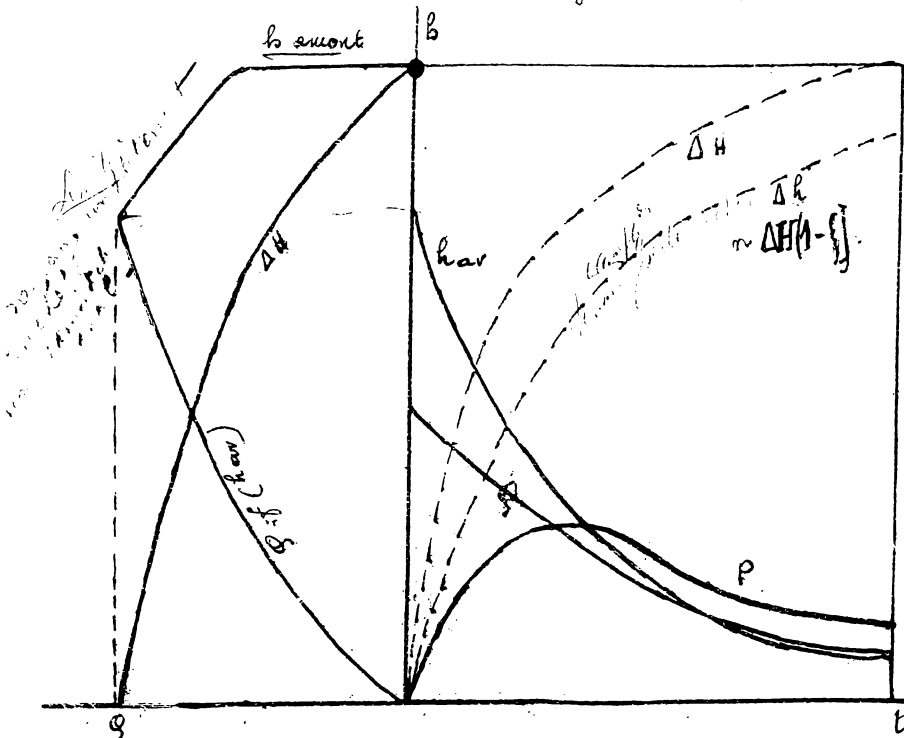
2°) la courbe limnimétrique des débits d'aval.

Ces courbes sont déduites de l'observation, elles sont généralement des moyennes relatives à un grand nombre d'années. Mais il est utile de considérer aussi les courbes des années pluvieuses et surtout sèches.

De ces courbes on déduit, de la manière que nous avons indiquée précédemment, la courbe des durées des débits ou courbe des débits classés, analogue à la courbe de régime.



Barrage mobile.



l'intégrale de cette cour.

be donne le cube annu
el total d'eau.

d'après le type de bar.
rage, on peut détermi:

ner la courbe limnimé:
trique des débits d'amont

Si le barrage est fixe,
il suffit d'appliquer

les formules adéquates
d'écoulement par de:

versoir aux débits qui
s'y écoulent pour de:

terminer les hauteurs
de lames déversantes,

ce qui donne le niveau
d'amont.

Si le barrage est mobile,
on peut admettre qu'on

le règle de telle sorte
que pratiquement le

niveau d'amont soit
toujours le plus haut

possible.

Il est toutefois exceptionnel que ce niveau d'amont soit constant, il faut en effet tenir compte du remous du barrage en amont, dont l'importance et l'étendue croissent avec le débit. À l'écoulement des crues, les projections contre les inondations des terrains bas d'amont etc. exigent généralement l'abaissement de la flottaison amont lorsque le débit dépasse une certaine limite et finalement l'abatage complet du barrage en temps de crue. Mais l'étude des courbes de remous relatives aux divers débits et les conditions imposées en amont permettent donc d'établir la courbe limite des débits d'amont.

Par la combinaison de cette courbe avec celle des débits d'aval, on obtient la courbe des chutes brutes ΔH en fonction des débits et, par une transformation graphique analogue à la précédente, la courbe de durée des chutes correspondant à celle des débits. Par application d'un coefficient de perte de charge, théoriquement variable avec le débit et qui se calcule par les formules appropriées d'hydraulique, on obtient la courbe des durées des chutes nettes.

Le produit des ordonnées correspondantes des courbes de durée des débits et des chutes nettes donne la courbe de durée des puissances instantanées; son aire donne l'énergie annuelle disponible $\int 10 Q h dt$ en CV heures, ou en Kwh : $\int 7 Q h dt$.

En opérant sur les courbes moyennes annuelles, on a les moyennes de puissance et d'énergie disponibles. Les courbes extrêmes, des années pluvieuses et sèches donnent les maxima et minima; ces dernières notamment sont intéressantes.

Il résulte de la variation de Q et de h que leur produit varie aussi, mais d'une manière qui dépend des variations respectives. Ses variations sont les plus accusées si le barrage est fixe.

Sans ce cas, en période d'étiage, le niveau d'amont est fixe ou décroissant, le niveau d'aval diminue, mais faiblement. Le débit étant aussi décroissant, la décroissance de la puissance instantanée est approximativement aussi accentuée.

En crue, une partie du débit s'écoule généralement par le déversoir,

le niveau d'amont augmente, moins d'ailleurs que le niveau d'aval. Soit :
annuins, le débit croissant fortement, la puissance disponible croît pres-
que dans la même proportion.

Si le barrage est mobile et la flottaison d'amont limitée, la chute est maximum lorsque le débit est minimum. Lorsque le débit croît, la chute décroît constamment et finalement, au delà d'un certain débit, le barrage doit être abattu et la chute se réduit à un fort remous de crue dont l'énergie n'est généralement plus utilisable. Il en résulte que les variations de puissance instantanée sont atténuées et que l'on trouvera généralement un maximum pratique entre les débits d'étiage et les débits de crue.

On peut aussi opérer comme suit :

On connaît la courbe linéométrique des débits d'aval.

On dresse la courbe linéométrique des débits d'amont.

On en déduit la courbe linéométrique des chutes brutes et celle des chutes nettes par deduction des pertes de charge.

On trace sur la courbe linéométrique des débits d'aval la courbe des dé-
bits utiles qui est

$$Q' = Q - q \quad \text{lorsque } Q < Q'_m$$
$$Q'_{\max} \quad \text{lorsque } Q > Q'_m + q$$

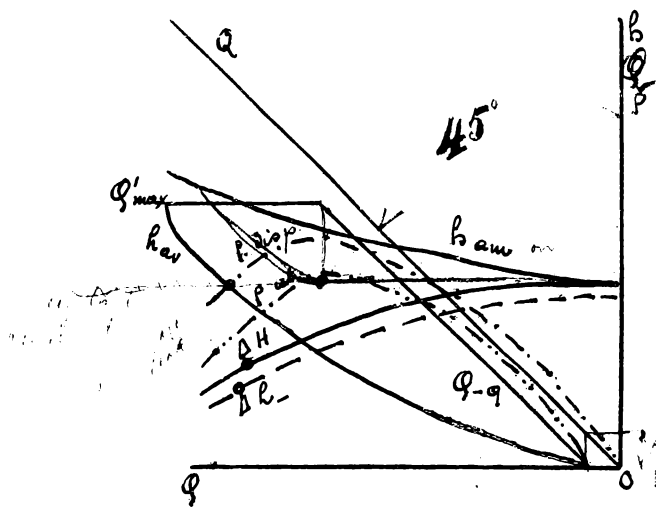
Q'_{\max} est le débit maximum utilisable, q le débit minimum qui ne peut être utilisé, en vue de la navigation, irrigation etc.

Le produit $Q'h$ donne la courbe linéométrique des puissances utiles disponibles
" " Qh " " " " " " disponibles totales.

Connaissant les courbes de régime ou de durée des débits, on peut en dé-
duire les courbes annuelles ou de durée des puissances disponibles et
des puissances utiles disponibles.

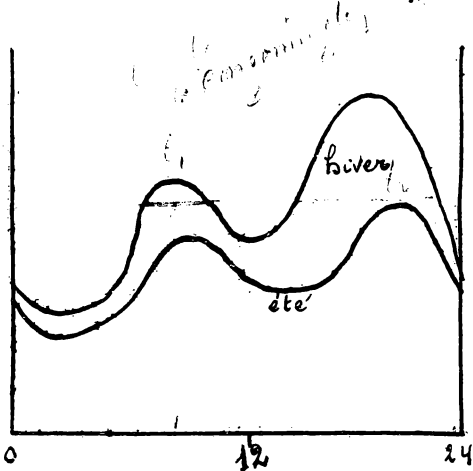
§ 3. Rapports entre l'énergie disponible et l'énergie utilisable

De la manière indiquée ci-dessus, on établit la courbe de durée des puissances instantanées disponibles. Selon les applications auxquelles cette énergie est affectée, il existe une courbe de durée d'utilisation de l'énergie. Les courbes réelles sont celles qui sont relevées en cours d'exploitation, mais pour l'étude il faut faire une supputation d'après

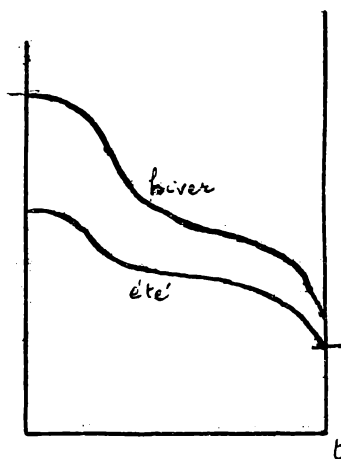


les éléments que l'on possède. L'énergie de la chute d'eau sert généralement à produire de l'énergie électrique. Si celle-ci est distribuée par un réseau; la courbe d'utilisation est déduite de celle des centrales hydrauliques ou thermiques en situation analogue. Pour une usine électro. chimique ou électro. métallurgique, la courbe d'uti-

lisation est déduite du plan d'exploitation.



Diagrammes journaliers.



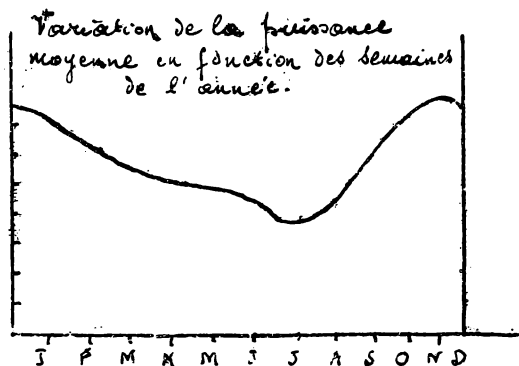
Diagrammes moyens de durées journalières (ou courbes de semaines)

Les courbes d'utilisation, surtout des centrales de distribution, se caractérisent par de grandes variations saisonnières (max. en hiver, minimum en été) et journalières (maxima pendant les heures de travail et le

soir), (minima pendant la nuit et les pauses de travail).

Elles se caractérisent par le fait qu'une faible partie de la puissance installée est utilisée constamment, tandis que la puissance maximum, qui limite les pointes, n'est utilisée que pendant peu de temps, tant par jour que par an. Les durées moyennes et extrêmes d'utilisation journalières et annuelle sont les quotients des quantités journalières ou annuelles, moyennes ou extrêmes, produites (en kWh),

divisées par la puissance max. installée (en kW), ou par la pointe de puissance la plus élevée réalisée. Les coefficients d'utilisation sont les rapports des durées d'utilisation à une journée ou à une



Variation de la puissance moyenne en fonction des semaines de l'année.

Ex. tel. eaux

année. Les coefficients d'utilisation annuels des centrales d'éclairage sont parfois inférieurs à 20% (1700 heures), lorsque le réseau produit beaucoup de courant industriel, il atteint et dépasse 50% et il peut tendre vers 100% lorsque la centrale alimente uniquement une usine, ou bien si l'énergie disponible en dehors des heures de pointe du réseau est utilisée par une usine électrique.



Diagramme des durées annuelles des charges (moy. journalières).

(hiver) à 30% (été).

Ainsi, la consommation d'énergie est variable suivant des facteurs complexes dépendant du genre d'utilisation et de la station génératrice et la courbe correspondante des puissances instantanées ne se juxtapose généralement pas à la courbe annuelle d'énergie disponible. On ne peut en effet pas opérer la compression sur des courbes de durée, mais bien sur les courbes annuelles, car il faut comparer les puissances disponibles et utilisables à une même époque.

Si l'on veut pouvoir satisfaire à tout moment aux demandes de puissance, il faut que la courbe de puissance demandée soit partout en-dessous de la courbe de puissance disponible. La surface différentielle des deux courbes représente de l'énergie perdue, non consommée. Elle est très importante, car les pointes de consommation sont de courtes durées et elles ne varient pas nécessairement dans le même sens que la puissance disponible. Donc, en l'absence de toute accumulation, du fait de la double variation de l'énergie disponible et de l'énergie consommée, l'utilisation tant journalière qu'annuelle d'une station génératrice hydraulique

Le coefficient de charge journalier varie tout le long de l'année. Par exemple, d'après la remarquable étude de M. F. Courtois sur le groupement des centrales (Bulletin Montésiore n° 3 de 1921) pour un facteur annuel de charge de 44,1%, le facteur de charge journalier moyen (par semaine) varie de 63,5%

- que peut être extrêmement faible.

§ 4. Régulation des usines hydroélectriques.

La régulation d'une usine hydroélectrique consiste à faire correspondre dans la mesure la plus précise possible, l'énergie disponible à l'énergie utilisable.

Le moyen de régulation ~~le plus simple~~ le plus simple pour l'usine porte sur l'énergie utilisée et consiste à utiliser constamment toute l'énergie disponible. Cette méthode est possible si l'usine hydroélectrique alimente une usine électro-métallurgique ou électrochimique travaillant constamment suivant l'allure de l'énergie produite. Ce système peut d'ailleurs se combiner avec la distribution par un réseau d'une certaine puissance constante ou variable. Un autre cas d'application se présente si le barrage travaille avec un groupement de centrales diverses et sert de station génératrice de base lorsqu'il est dépourvu de moyens d'accumulation (genre d'utilisation probable de la Neuse). La puissance utilisée par le réseau de distribution est alors toujours supérieure ou éventuellement peu inférieure seulement à la puissance disponible. Le restant de l'énergie distribué par le réseau et notamment les pointes, sont fournis par d'autres usines, thermiques à vapeur ou à gaz ou, de préférence, par des usines hydroélectriques susceptibles de travailler comme usines de pointe.

Le travail en groupement avec une usine thermique est presque une nécessité pour une usine de basse chute, non seulement pour la régulation, mais aussi pour suppléer à l'arrêt de l'usine hydroélectrique lorsque les barrages sont abattus et en cas de pénurie exceptionnelle d'eau (années sèches). Ses premières usines de basse chute ont souvent été construites avec une usine thermique de secours placée dans le voisinage. L'interconnexion des centrales par les grands réseaux régionaux à haute tension permet d'éviter cette dépense. Les usines hydroélectriques multiples possédant des régimes hydrauliques différents sont susceptibles de se combiner avantageusement, c'est ce qui se fait dans les pays où l'on trouve à la fois des usines de haute, de moyenne et

de basse chute.

Un mode de régulation qui se rattache au précédent consiste à employer l'énergie disponible non utilisable pour produire de l'énergie sous une autre forme accumulable. On peut en principe envisager l'accumulation thermique (production de vapeur emmagasinée dans des accumulateurs), la production d'air comprimé, le pompage d'eau dans un réservoir élevé. Le dernier système est seul pratiquement employé.

L'accumulation directe d'électricité dans les accumulateurs électrolytiques se heurte aux obstacles de la tension faible, de la nécessité de courant continu, de l'encombrement et du prix. Elle peut être envisagée pour les usines de faible puissance.

Un autre moyen de régulation, qui n'est possible que pour des usines de certains types et parfois partiellement, consiste à proportionner l'énergie produite à celle qui est utilisée. Il faut alors pouvoir emmagasiner l'excès de débit aux époques de faible consommation, c'est l'accumulation hydraulique. Ce procédé est évidemment théoriquement très avantageux; toute l'énergie disponible est éventuellement utilisée. L'eau accumulée aux époques de faible consommation permet un appoint au débit naturel aux époques de pointe. En résumé, on doit disposer d'un réservoir de capacité telle qu'on puisse y prélever, en aval, un débit toujours égal à la demande, quelle que soit la loi des débits d'amont entrant dans le réservoir. La régulation parfaite exige l'égalité des débits cumulés entrants et sortants pendant une période assez longue (1 an par exemple) et une capacité suffisante du réservoir pour remplir cet office. Il faut tenir compte aussi éventuellement de la variation de chute qui peut résulter de la fluctuation du niveau d'amont sous l'effet de l'accumulation.

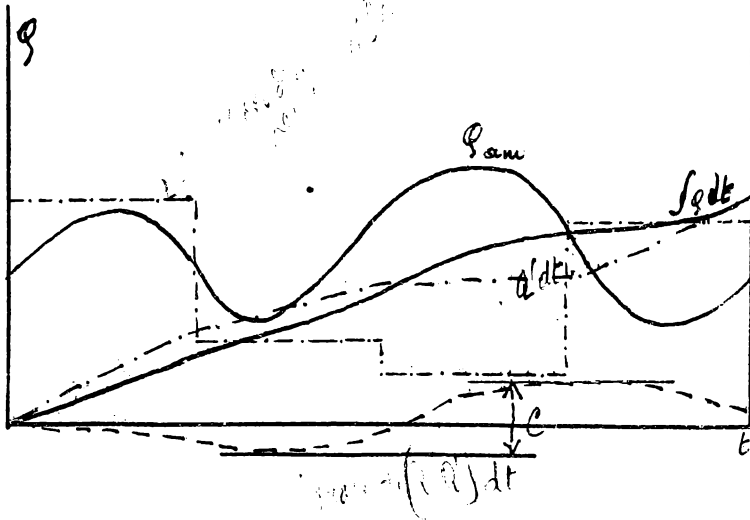
§ 5. Réservoir annuel ou saisonnier.

Un réservoir annuel ou saisonnier est un réservoir de grande capacité destiné à emmagasiner les excès de débit des hautes eaux pour augmenter les débits d'étiage.

Si l'on peut considérer la chute comme constante (usine de haute

chute avec réservoir à grande altitude et conduite forcée, les puissances sont proportionnelles aux débits, il nous suffit donc de connaître les courbes de débit. Le problème à résoudre est exactement le même que celui du réservoir régulateur d'éclage, auquel je me réfère.

La courbe de régime en amont du réservoir permet de tracer la courbe des débits cumulés.



La nature de l'utilisation de l'énergie produite par l'usine permet de superposer avant son établissement une courbe annuelle de puissance, généralement de puissance moyenne mensuelle ou même trimestrielle. On en déduit les débits moyens mensuels ou

trimestriels, qui donnent une courbe des débits d'aval formée de gradients. La courbe des débits cumulés correspondante est un polygone.

La régulation stricte, sans perte de débit, est réalisée si les deux courbes des débits cumulés ont même ordonnée finale. La capacité minimum est définie par l'ordonnée maximum interceptée entre les tangentes horizontales à la courbe des débits différentiels cumulés (dont l'ordonnée finale est nulle).

Pour tenir compte des possibilités de variations des courbes de régime réelles par rapport à la courbe moyenne (par exemple succession rapide de crues etc) et permettre éventuellement une accumulation supplémentaire dans les années sèches, il est désirable d'avoir une capacité supérieure à la capacité minimum.

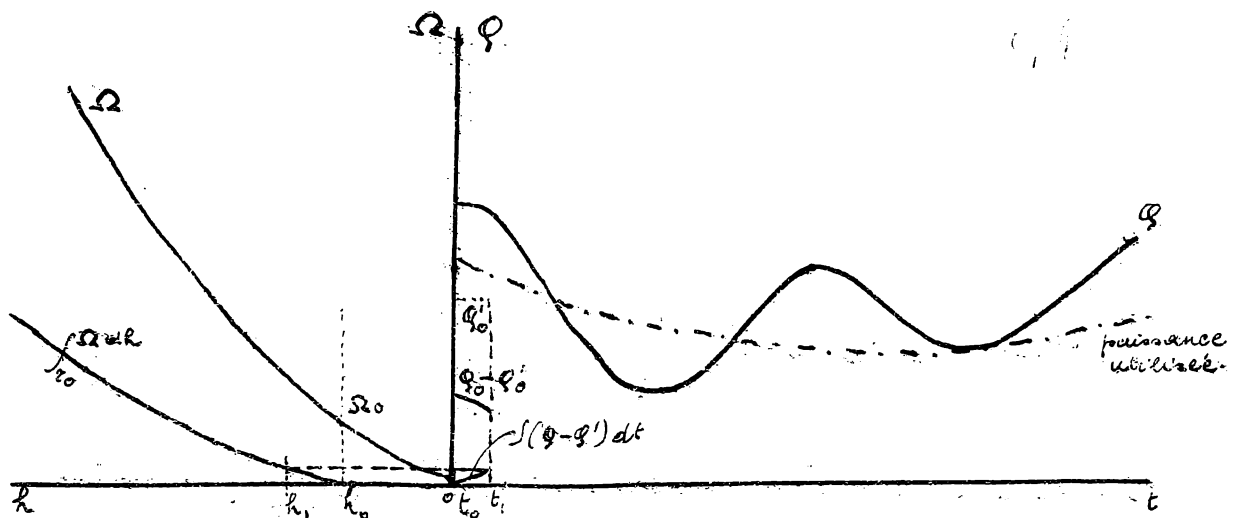
Si la capacité dont on dispose est plus grande, on peut réduire le débit en période de hautes eaux pour augmenter la puissance en basses eaux, si ce système est avantageux par suite de l'interconnexion avec d'autres centrales dont la puissance faiblit en période de

basses eaux par exemple ; le réservoir permet à l'usine de fonctionner comme usine de basses eaux (Usine de l'Orchensee, au Tyrol)

Si la capacité est trop faible, pour ne pas perdre d'énergie, on doit chercher au contraire à augmenter la puissance produite en hautes eaux et réduire la charge en basses eaux. L'usine est alors surtout une usine de hautes eaux et ne sert que d'appoint en basses eaux.

Le rapport de la capacité minimum C pour le débit moyen annuel à $\int^T Q dt$ s'appelle parfois coefficient de régularisation ; il est très variable avec le régime de la rivière et nécessairement d'autant plus petit que le régime est plus tranquille. Ainsi, d'après H. Koechlin, il serait de 0,16 pour le Rhin à Bâle et de 0,47 pour un réservoir du versant sud des Pyrénées à 2000 m. d'altitude.

Pour une usine située au pied d'un barrage de réservoir, l'accumulation et la vidange de la capacité utile font varier le niveau amont d'une manière qui influe relativement beaucoup sur la chute. Il faut tenir compte aussi de ces fluctuations de niveau et associer la courbe $h = f(t)$ à celles de $Q = f(t)$ et $Q' = f(t)$. La courbe $h = f(t)$ se déduit de la courbe $\Omega = f(h)$ qui résulte du relevé topographique du réservoir (Voir Cours d'Hydraulique appliquée).



L'équation différentielle des fluctuations de niveau est $\Omega dh = (Q - Q') dt$.
On trace les courbes de Ω en fonction de h et de Q en fonction de t , ainsi que la courbe de puissance utilisée en fonction du temps. On admet que le

plan d'eau d'aval est fixe, ce qui n'est pas rigoureux, mais suffisamment approximatif. On le prend comme origine des h . On choisit un temps initial t_0 , caractérisé par h_0, Ω_0 et Q_0 . On déduit Q'_0 de la valeur connue de la puissance moyenne. On admet que la chute h_0 reste constante pendant l'intervalle de temps $\Delta t = t_1 - t_0$, on en déduit la variation de Q' pendant ce temps, ainsi que de $Q - Q'$. On trace l'élément d'intégrale de $(Q - Q')$ dt ainsi que de Ωdh . Les ordonnées correspondantes des deux intégrales donnent la hauteur h_1 au temps t_1 et ainsi de suite. On trace donc ainsi, par une méthode graphique de différences finies les courbes de Q' , $Q - Q'$ et h en fonction de t , ainsi que l'intégrale de $(Q - Q')$ dt. On opère sur des puissances moyennes par périodes. La capacité minimum se déduit de la courbe des débits différentiels cumulés, dont l'ordonnée finale n'est généralement pas nulle. Le problème est donc assez complexe; il dépend notamment des circonstances initiales, c'est-à-dire de h_0 . En admettant que le volume total d'eau $\int_0^T Q dt$ soit constant, le débit cumulé nécessaire pour produire une quantité annuelle constante d'énergie diminue lorsque h_0 augmente. Il y a théoriquement une hauteur initiale h_0 pour laquelle le débit cumulé $\int_0^T Q dt$ correspond exactement à l'énergie annuelle demandée. Si $h_0 < h_0$, il y a pénurie d'eau, si $h_0 > h_0$, la régulation est surabondante.

Pour avoir quelque sécurité, il est bon de procéder à partir de la valeur la plus petite possible de h_0 (capacité utile initialement vide). On envisage un débit d'aval moyen constant, on détermine la courbe de h et la courbe de puissance correspondante. Son aire donne l'énergie annuelle disponible, dont on s'inspire pour supporter la courbe de puissance utilisée. On procède ensuite à des vérifications, éventuellement dans diverses hypothèses initiales et de charge. Pour parer aux imprévus, on prévoit si possible un certain supplément de capacité. Il faut d'ailleurs se référer non seulement aux courbes moyennes des débits, mais aux courbes extrêmes, notamment des années sèches. Pour les excès des années pluvieuses, impossibles à cumuler

économiquement, il faut prévoir des organes de décharge (déversoirs, siphons, etc) de dimensions suffisantes. et aussi des organes de vidange pour les lacs artificiels. On détermine de la sorte, d'après les éléments hydrométriques, hydrographiques ainsi que topographiques connus la puissance moyenne disponible pour une usine de haute ou de moyenne chute, à régularisation complète ou partielle par réservoir saisonnier ou annuel. Sa connaissance des coefficients d'utilisation ou de charge permet de déterminer la puissance à installer qui, dans ces usines de pointe ou usine mixtes, est considérablement supérieure à la puissance moyenne. D'autre part, la régularisation permet un considérable accroissement de la puissance installée par rapport à une usine non régularisée -

La capacité des réservoirs annuels est de l'ordre de dizaines et de centaines de millions de m^3 , d'après la hauteur de chute moyenne. Il faut tenir compte des pertes par infiltration, évaporation, etc. Un réservoir annuel important peut permettre à une usine de fonctionner en tout temps d'une manière économique, c'est-à-dire sans pertes d'eau, comme usine de pointe, d'autant plus que la chute est plus élevée et le réservoir plus vaste.

§6. Réservoirs journaliers et hebdomadaires

L'énergie utilisée varie dans le cours d'une journée, donc aussi le débit. S'il y a un réservoir saisonnier, il peut être malcommode de régler la variation de débit au départ du réservoir, par exemple à cause de la distance etc. On prélève un débit constant par périodes, au moins par jour. Pour régler la fluctuation journalière de débit, il faut alors un bassin ^{ou un petit lac} journalier. On emploie encore le bassin journalier pour les usines de basse chute qui n'ont pas de réservoir saisonnier, en vue de tirer le plus grand parti possible des eaux moyennes -

Cette fois, c'est la courbe des débits à l'aval qui est constante, la courbe des débits cumulés d'un jour est une droite oblique. Tous

admettrons que les fluctuations du niveau n'influencent pas sensiblement la chute, ce qui exige des bassins d'assez grande surface. On peut d'ailleurs, selon les principes précédents, tenir compte des fluctuations de niveau.

On connaît la courbe moyenne de variation journalière de puissance utilisée; celle des débits est proportionnelle. La régulation exige que l'ordonnée finale de la courbe cumulée des débits différentiels soit nulle. La capacité minimum du bassin est donnée par l'ordonnée max. interceptée entre les deux tangentes horizontales les plus éloignées. Le bassin doit être rempli le matin et vidé le soir.

S'il y a des centrales interconnectées, les têtes de pointes peuvent être données par d'autres centrales, ce qui améliore le coefficient d'utilisation de l'usine hydroélectrique envisagée et réduit la capacité de son bassin journalier. D'autre part, l'emploi du bassin journalier permet d'augmenter sensiblement la puissance installée.

Ce qui précède a trait à la variation journalière moyenne, qui suppose tous les jours identiques. En réalité, l'allure de variation varie suivant les saisons et il faut considérer la plus défavorable, d'après la nature de l'utilisation. En outre, pour une centrale de distribution, la journée du dimanche, et le soir du samedi en cas de semaine anglaise, se caractérisent par une moindre utilisation. Il faut alors envisager la courbe de variation de puissance moyenne d'une semaine et supposer le débit d'amont constant. On détermine ainsi la capacité d'un réservoir hebdomadaire, rempli le lundi matin et vidé le samedi midi. La capacité est sensiblement plus grande que celle d'un réservoir journalier et les usines de basse chute ne permettent guère cette disposition. L'augmentation possible de la puissance installée est très considérable; l'eau accumulée le samedi et le dimanche permet de tourner les têtes de pointes pendant la semaine. La capacité d'un réservoir journalier est de l'ordre de dizaines de milliers de m^3 , celle d'un réservoir hebdomadaire de centaines de milliers de m^3 , pour les hautes et moyennes chutes. Pour les basses chutes, on atteint et

dépasse 1 million de m^3 , même plusieurs millions.

Les réservoirs journaliers et hebdomadaires doivent être pourvus de dispositifs de décharge, de réglage et de vidange.

§ 7. Réservoir horaire

Lorsque l'eau est amenée à ciel ouvert par un canal d'amencé ou une conduite libre (tunnel sans pression), le débit est réglé par des vannes en amont de ce canal (prise d'eau) ou en aval. Mais le débit est absorbé par les turbines peut varier assez rapidement et est réglé par les distributeurs, généralement automatiques. Le réglage des ouvrages de prise d'eau ne peut être instantané; en outre il faut tenir compte du fait que, d'après la longueur du canal d'amencé, le réglage de la prise n'exercera ses effets dans la chambre de mise en marche qu'après un temps assez long, éventuellement une heure ou davantage. Il faut donc que la chambre de mise en charge possède une capacité suffisante pour absorber un excès de débit d'amont pendant ce temps ou pour suppléer à un débit insuffisant d'amont pendant ce temps, sans décharge ni sans pénurie. A cet effet, on fixe un niveau minimum dans la chambre d'eau, d'après l'ouverture des conduites forcées ou des pertuis des turbines. On donne ensuite à la chambre d'eau la capacité utile double de celle calculée ci-dessus, ce qui détermine, d'après la surface, le niveau maximum, qui est celui du détendeur. En mi-hauteur se trouve le niveau normal. Le réservoir horaire peut donc, au niveau normal, emmagasiner ou fournir le volume exigé par les fluctuations de marche des turbines et le décalage de réglage de la prise d'eau. Sa capacité est de l'ordre de millions de m^3 , éventuellement au delà de $10\,000\,m^3$. Il faut toutefois observer que les canaux contribuent dans une certaine mesure à cette capacité.

§ 8. Accumulation par pompage

Les usines de basse chute établies en rivière navigable ne disposent pas toujours d'une régulation journalière, et ne permettent pas une régulation plus complète. L'utilisation de l'énergie disponible en excès

Pour refouler de l'eau dans un réservoir élevé permet de récupérer une partie de cette énergie pour les pointes ou pour des époques de basses eaux ou pour la production d'ensemble d'un groupement de centrales hydroélectriques.

Si l'usine est isolée, on accouple à un moteur électrique réversible une pompe centrifuge à haute pression et une turbine pour la même pression. En période de faible charge, le groupe est moteur et la pompe refoule de l'eau dans le réservoir. En période de forte charge, le réservoir débite dans la turbine et le groupe est générateur. La même conduite peut servir au refoulement et à l'alimentation.

Si l'usine de basse chute est interconnectée avec une usine à réservoir saisonnier, la pompe refoule dans ce réservoir ou dans la conduite forcée de l'usine de haute ou moyenne chute. C'est donc par l'intermédiaire de celle-ci que l'énergie récupérée par pompage est fournie au réseau aux époques de pointe ou de basses-eaux. Dans ce cas, il ne faut donc qu'une pompe et pas de turbine spéciale.

Soient ρ_p le rendement des pompes.

ρ_m " " du moteur synchrone

ρ_{cc} " " de la conduite de refoulement.

ρ_{ca} " " d'alimentation

ρ_a " " de l'alternateur.

ρ_t " " " la turbine

Soit H_r la hauteur de refoulement, que nous supposons constante.

Un excès W d'énergie disponible permet de refouler un volume d'eau

$$w V H_r = \rho_p \rho_m \rho_{cc} W$$

$$\text{L'énergie restituée est } \rho_{ca} \rho_t \rho_a w V H_r = \rho_p \rho_m \rho_{cc} \rho_{ca} \rho_t \rho_a W = \rho W.$$

Et cause de la cascade des rendements, ρ est assez faible et ne dépasse pas 50%. Selon l'importance de la régulation cherchée au possible, le réservoir est journalier, hebdomadaire ou saisonnier et la capacité V se détermine d'après l'excès d'énergie disponible W pour une période correspondante. L'énergie récupérée permet d'augmenter la puissance de

l'usine ou du groupement.

Cette énergie de pointe coûte d'ailleurs relativement cher, car il faut tenir compte du faible rendement et du prix de l'installation :

groupe alternateur - pompe - turbine
conduite et accessoires
réservoir.

L'augmentation de hauteur de refoulement réduit l'encombrement et le prix du groupe, le diamètre de la conduite et le volume du réservoir, mais elle augmente éventuellement la longueur de la conduite et les difficultés de construction du réservoir, dont la capacité est de l'ordre de grandeur des réservoirs journaliers ou hebdomadaires des usines de même chute que la hauteur de refoulement. La dépense est généralement considérable et correspond sensiblement à celle d'une usine complémentaire. Le refoulement est surtout favorable en cas d'interconnexion de centrales hydroélectriques dont l'une possède un grand réservoir saisonnier et n'est pas située à trop grande distance des autres. Le voisinage de réservoirs naturels, situés à altitude suffisante (lacs de montagnes) favorise aussi la solution pour des usines isolées. Il faut citer comme très ingénieuse l'application (faite par M. Hoehlin) de l'accumulation par une usine de pompage éloignée de l'usine hydroélectrique de base et située près du lac inférieur d'un chapelet de lacs. Les deux usines sont reliées électriquement. L'eau parcourt un circuit fermé entre le lac inférieur et un lac supérieur accumulateur. Les frais d'installation peuvent être ainsi souvent réduits ou l'installation rendue possible dans de bonnes conditions. Il faut ajouter aux pertes d'énergie celles qui se produisent dans les lignes de transport entre les deux usines.

L'usine d'accumulation prend dans ce cas nettement le caractère d'une usine annexe, fournissant l'énergie de pointe (En principe, le pompage a lieu pendant 16 heures et la marche motrice pendant 8 heures. La vitesse de l'eau est donc double en période motrice par rapport à la période de pompage, donc $f_{ca} < f_{cr}$).

Le pompage permet d'alimenter artificiellement un réservoir saison-

river dont l'alimentation naturelle est insuffisante. Le progrès des idées de régulation et d'interconnection a mis en faveur l'accumulation par pompage, malgré ses imperfections. On cite aussi l'amélioration du facteur de puissance ($\cos \varphi$) par le fonctionnement du moteur synchrone de pompage. Le pompage ne constitue pas seulement une régularisation journalière ou hebdomadaire, mais même, dans une certaine mesure, une régularisation annuelle si la puissance installée est assez grande.

§ 9. Débits caractéristiques et débit maximum utilisable

La surface de la courbe annuelle ou de la courbe de durée des puissances moyennes exprimées en KW donne la quantité annuelle de KWH disponibles. Sans l'intervention d'aucune régulation, la courbe des puissances instantanées utilisées doit être enveloppée par la précédente et son aire n'est qu'une faible partie de celle de l'enveloppe ; la puissance maximum installée ne peut pas dépasser la puissance maximum disponible. Mais il faut encore tenir compte du débit maximum utilisable, en vue duquel doivent être calibrés les dispositifs d'adduction, de réglage et de fuite, ainsi que les turbines.

Le choix de ce débit maximum est important et dépend essentiellement du régime de la rivière, lorsqu'il n'y a aucune régulation.

La courbe des débits utilisés se confond avec celle des débits classés Q ou des débits ~~disponibles~~ ^{utilisables} $Q-q$, lorsqu'il faut laisser un débit minimum q dans la rivière pour la navigation, l'irrigation etc., tant que Q ou $Q-q \leq Q_{max}$. Lorsque les débits sont supérieurs, la courbe des débits utilisés est l'horizontale correspondant à Q_{max} , située sous celle des débits classés ou disponibles. Les chutes nettes ne sont généralement pas modifiées. La courbe des puissances utilisables se confond avec celle des puissances disponibles tant que Q ou $Q-q \leq Q_{max}$, au delà elle est inférieure à la courbe des puissances disponibles. Le total de KWh annuels utilisables est donc inférieur à celui des KWh disponibles, d'autant plus que Q_{max} est plus petit. La courbe des puissances utilisées doit être partout à l'intérieur de celles des puissances utilisables, son aire est inférieure à celle des puissances

utilisable et donc, a fortiori, inférieure à celle des puissances disponibles. Donc la production totale annuelle est réduite et généralement aussi la puissance maximum si Q_{max} est sensiblement inférieur au débit des hautes eaux.

Le choix de Q_{max} est donc très important pour l'utilisation de la chute, et dépend de l'allure de la courbe des débits classés. Les débits très élevés sont de courte durée, le débit ordinaire ou minimum semi-permanent ou débit caractéristique de six mois est généralement inférieur au débit moyen ou module.

Pratiquement on opère comme suit. On considère comme Q_{max} les débits caractéristiques de 3, 6 et 9 mois (valeurs au-dessus desquelles le débit se tient pendant 3, 6 ou 9 mois dans l'année) et on trace les courbes correspondantes des puissances utilisables, d'où on déduit les kWh totaux annuels utilisables pour ces valeurs de Q_{max} . On détermine les prix d'installations de l'usine hydroélectrique pour les divers débits Q_{max} envisagés. Ils comportent une partie fixe pour les barrages et autres travaux généraux, notamment pour la navigation, l'irrigation, la protection contre les crues etc, et une partie dépendant de Q_{max} et croissant avec ce débit : turbines, dispositifs d'adduction, de réglage et de fuite, etc.

En l'absence de toute régulation et en escomptant une utilisation égale, en toute hypothèse, de l'énergie utilisable, on pourra déterminer à quelle valeur de Q_{max} correspond le prix le plus avantageux du kWh.

On voit, d'après cette théorie très sommaire, que le débit maximum ou débit de base dépend du régime du cours d'eau et de la nature de l'installation, qui résulte des conditions topographiques et hydrographiques.

Le débit de base est généralement compris entre les débits caractéristiques de 3 et de 6 mois. Il se rapproche d'autant plus du débit moyen, auquel il est généralement inférieur, que le régime est plus régulier ou plus régularisé. Un tel régime implique souvent des frais d'établissement élevés, qui exigent aussi une utilisation aussi complète que possible de l'énergie disponible, c'est à dire l'interconnection dans un

réseau très étendu. Un régime très peu régulier, torrentiel, qui implique souvent des installations très faciles dans des gorges étroites, sans frais fixes élevés, peut s'accommoder d'un débit de base peu élevé, mais cependant supérieur à l'étiage (débit de q mois).

Cet exposé sommaire, en l'absence de toute régularisation, laisse entrevoir l'influence de la régularisation sur le choix du débit de base. Il ne s'agit pas toutefois de la régularisation horaire, journalière et hebdomadaire, qui change peu à l'exposé précédent. Cette régularisation permet seulement d'utiliser théoriquement à 100 %, pratiquement à un pourcentage élevé, la puissance utilisable d'après la valeur choisie de Q_{max} qui est une moyenne journalière. Le débit maximum de pointe est $Q_{pmax} > Q_{max}$.

Mais la régularisation annuelle, ou le pompage qui permet le débit de pointe $Q_{pmax} > Q_{max}$ changent l'aspect de la question. Théoriquement le réservoir saisonnier à régularisation parfaite ou surabondante permet d'adopter pour Q_{max} (moyenne journalière) le débit moyen ou module. La courbe des débits utilisables est une horizontale, ou bien formée de gradients horizontaux mensuels. Le plus grand de ces débits moyens d'hiver et le débit de pointe correspondant définissent complètement l'installation.

Lorsque les régulations saisonnière et journalière sont imparfaites et que l'on a recours au pompage ou à une centrale auxiliaire thermique, le problème est plus complexe et doit faire l'objet d'une étude de prix de revient dans différentes hypothèses. Cette question ne peut guère s'étudier que pour des cas concrets et sort du cadre de ce cours.

Les dispositifs d'adduction et de fuite, les réservoirs, vannes de réglage et tous les autres dispositifs que traverse l'eau de travail doivent être déterminés en vue du débit maximum utilisable Q_{max} ou Q_{pmax} en tenant compte des vitesses admissibles dans les différents dispositifs. Dans le cas où des données d'observation incomplètes ne permettent pas une connaissance détaillée des débits, on pourra néanmoins

- moins en apprécier les principales éléments caractéristiques par la notion des débits spécifiques.

§ 10. Puissance installée.

La puissance installée résulte du produit du débit maximum utilisable $Q_p \text{ max.}$ par la chute maximum correspondante ; elle est donc mesurée par l'ordonnée la plus élevée de la courbe de durée des puissances utilisables lorsqu'il n'y a aucune régularisation. En cas de régularisation journalière, elle peut être augmentée d'une quantité qui dépend :

- { du volume accumulé dans l'intervalle des pointes,
- { de la durée des pointes,
- { de la chute nette correspondante.

En cas de régularisation hebdomadaire, on peut encore répartir entre les cinq jours restants de la semaine l'eau accumulée le samedi et le dimanche.

En cas de régularisation complète, il faut considérer le débit journalier moyen annuel, qui donne la puissance moyenne. L'allure des diagrammes de charge annuel et journalier détermine la puissance maximum des pointes.

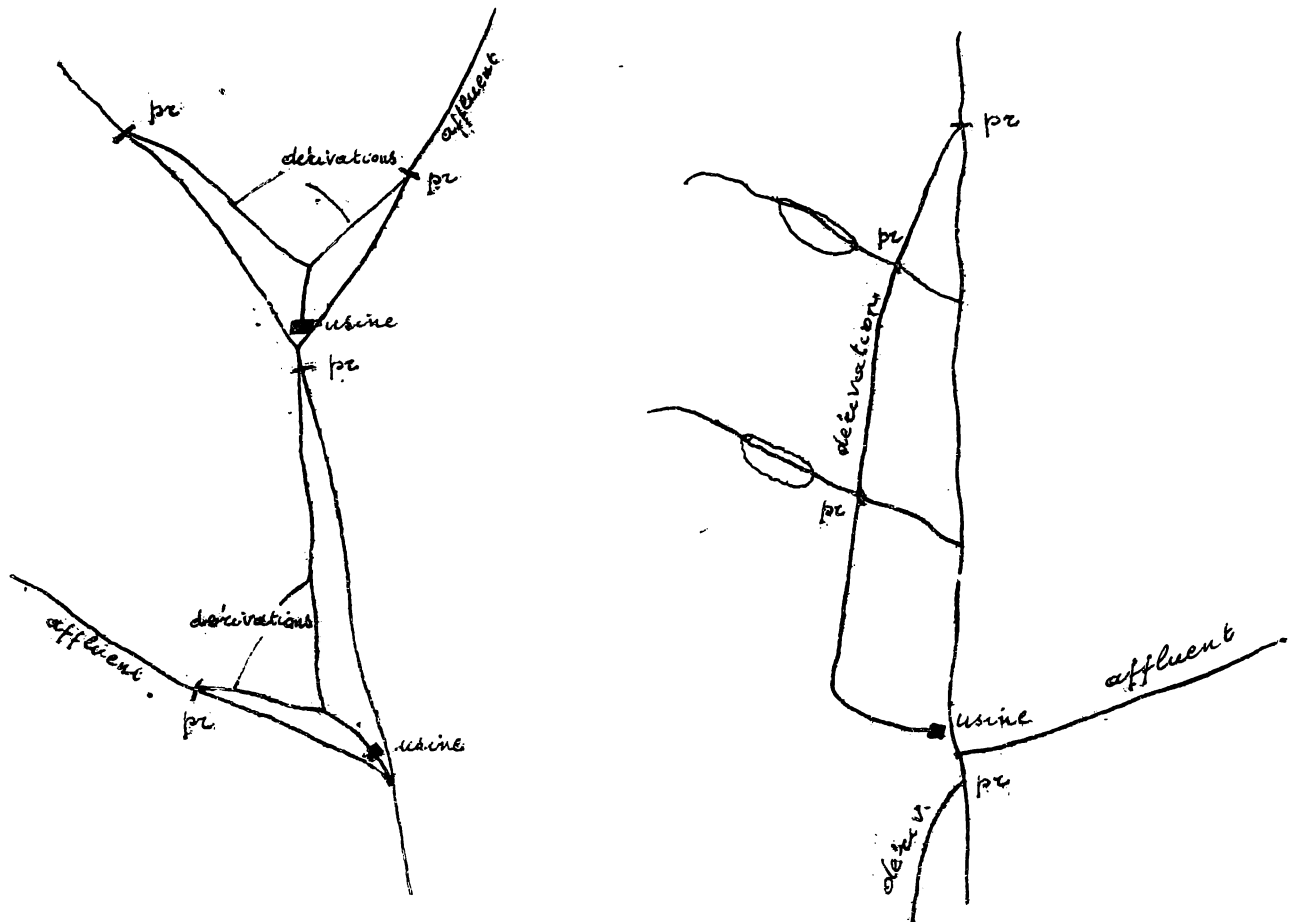
Une usine isolée à régularisation complète ou surabondante peut travailler en tout temps comme usine de pointe, sauf cas de sécheresse exceptionnelle. Elle peut aussi, dans un groupement de centrales interconnectées, n'intervenir que pour fournir les pointes, utilisation de qualité supérieure. Son réservoir peut éventuellement recevoir de l'eau accumulée par pompage par d'autres usines, lorsqu'elles ont un excès de puissance utilisable.

Une usine qui est simplement à régularisation journalière ou hebdomadaire est susceptible de fournir des pointes, puisqu'elle peut absorber un débit Q_p supérieur au débit moyen journalier Q_m . Mais Q_m varie et si l'on veut récupérer le plus possible de l'énergie totale disponible, ce qui exige un débit maximum assez élevé, l'usine ne sera bien utilisée que pendant très peu d'heures par année et ne sera même pas utilisée elle-même en basses eaux. Une telle usine servira

de préférence d'usine de base à un grand groupement et ne fournira éventuellement des bases de pointes qu'en période de hautes eaux. Le fonctionnement comme usine de pointe implique un débit maximum utilisable très faible et une faible récupération énergétique totale. Si l'usine est isolée, la régularité de production est précaire. 1-3

§ 11. - Amenagement d'un bassin - Usines en cascade.

Dans un bassin hydrographique, l'eau descend des régions supérieures du bassin suivant une pente moyenne généralement décroissante vers l'extrémité inférieure du bassin; en même temps l'étendue du bassin et le débit vont croissant. Le produit du débit croissant par la pente décroissante est constant ou même croissant, c'est à dire que l'énergie disponible par km est constante ou même croissante depuis l'origine jusqu'à l'extrémité du bassin. Mais la récupération de l'énergie hydro-électrique exige des circonstances topographiques favorables, les cours inférieurs dans les plaines basses se prêtent souvent mal à des récupérations importantes, bien que de grands progrès aient été



ex pl. - cour

faits dans ce domaine grâce aux turbines Kaplan, Bell etc. C'est généralement encore dans les hautes montagnes (houille blanche) ou sur les cours d'eau torrentiels que l'on trouve le plus d'usines hydroélectriques.

Sauf pour un très petit bassin, il n'est pas possible de récupérer l'énergie par une chute unique. Cela ne serait possible que par une dérivation en faible pente ayant toute la longueur du bassin, mais la chute totale ne s'appliquerait qu'à un très faible débit de l'origine du bassin, tous les débits affluents étant perdus pour la récupération. Il en résulte nécessairement que dans un bassin important, la récupération doit s'effectuer par échelons, de manière à perdre le moins possible de l'énergie kilométrique disponible. Sur le cours d'eau principal, il y aura des usines à l'aval de tous les confluent. Il y aura même des usines étagées sur les affluents importants et dans les vallées supérieures, les dérivations capteront les eaux des lacs suspendus transformés en réservoirs, ainsi que des torrents affluents. A cet effet, on établira des barrages et des prises d'eau en aval des confluent de ces torrents ou bien on les fera aboutir directement dans la dérivation à des niveaux convenables, éventuellement en élevant les eaux par pompe, si l'on dispose d'un grand réservoir (cachée).

Pour l'utilisation intégrale des eaux des chapelets de lacs suspendus, un ingénieur belge établi à Toulouse, M. J. Barcaux, a proposé un mode collecteur utilisant successivement les réserves de ces lacs, en partant des supérieures. A cet effet, tous les réservoirs sont branchés sur la conduite forcée au moyen de vannes spéciales appropriées et automatiques.

Lorsque les usines sont échelonnées, l'eau de fuite de chacune d'elles traverse toutes les usines d'aval, sauf prise intermédiaire pour l'irrigation etc. Pour récupérer le maximum d'énergie, il faut que la prise d'eau de chaque usine soit située immédiatement en aval du canal de fuite de l'usine supérieure. Il en résulte la nécessité de procéder à l'aménagement hydroélectrique d'un bassin selon

un plan d'ensemble, car des entreprises isolées non coordonnées entraînent toujours une perte d'énergie.

D'autre part, les plans d'exploitation et de régulation doivent être coordonnés car, sinon l'usine d'amont peut débiter au maximum au moment où l'usine d'aval travaille à faible charge ; si celle-ci ne dispose pas d'un réservoir suffisant, l'eau d'amont est perdue. C'est un point important pour l'exploitation d'usines échelonnées sur un même cours et placées dans des conditions hydrographiques et hydro-métriques analogues.

Lorsque l'aménagement s'étend à un bassin très important, il y a généralement un grand nombre d'usines placées dans des conditions diverses. Un tel système de centrales interconnectées forme un vrai groupement, qui peut se suffire à lui-même sauf années exceptionnelles. La production peut être systématiquement répartie entre les diverses usines selon leurs caractères et la diversité des conditions. L'interconnexion et éventuellement le pompage permettent une récupération presque intégrale. Des aménagements de certains bassins français, notamment des Pyrénées, de certains groupements suisses et autrichiens et du bassin de l'Èbre en Espagne, notamment, sont exemplaires à ce sujet.

On peut aussi interconnecter électriquement des bassins éloignés dont les régimes hydrauliques se complètent (Alpes et Massif Central en France).

Dans une région où coexistent des centrales thermiques et hydrauliques, l'interconnexion s'impose également et est particulièrement favorable si l'énergie de pointe peut être fournie hydrauliquement, les centrales thermiques produisant alors l'énergie de base dans des conditions exceptionnellement avantageuses. L'interconnexion avec des centrales thermiques semble d'ailleurs le seul moyen de parer aux conséquences des années de sécheresse exceptionnelle.

Chapitre II

Dispositions générales des usines hydro-électriques

Observation générale

Nous n'envisagerons que des usines utilisant des turbines et produisant de l'énergie électrique. Nous n'étudierons ni la partie mécanique, ni la partie électrique, qui appartiennent à d'autres cours. Les dispositions des petites usines à roues hydrauliques peuvent être analogues à celles des usines de basse chute et généralement plus simples. Citons pour mémoire les usines hydro-pneumatiques, sortes de pompes à eau qui consistent en un tube vertical d'une hauteur égale à la chute. L'eau y tombe en aspirant de l'air qu'elle comprime et qui est recueilli dans un réservoir au bas du point de chute. Il existe quelques installations de ce genre donnant, paraît-il, un rendement convenable.

§ 1. Usines de basse chute.

Les débits sont élevés, les chutes sont faibles (< 10 m. génér.) et en outre très variables; elles diminuent lorsque le débit augmente et s'annulent même éventuellement. Malgré cela, des types spéciaux de turbines (Kaplan, Bell etc) donnant d'excellents rendements.

Les usines de basse chute se caractérisent par l'impossibilité de constituer un réservoir saisonnier. Si le bief est assez grand et que la fluctuation permise de flottaison est assez grande (bief profond), la tranche d'eau ainsi constituée peut assurer une régularisation journalière ou même hebdomadaire partielle. Cette réserve peut devenir assez importante, au point que les usines de basse chute peuvent travailler à certaines époques comme usine de pointe, si l'accumulation journalière s'effectue dans plusieurs biefs importants échelonnés. Ces usines peuvent aussi accumuler par pompage dans un réservoir élevé,

soit dans un réservoir spécial journalier, soit dans le réservoir saisonnier d'une usine distincte. Néanmoins, ainsi que nous l'avons montré, le meilleur mode de régularisation consiste dans l'interconnexion.

§ 2. Usines de basse chute en rivière.

L'usine est installée à proximité du barrage recévant la chute et s'alimente indirectement dans le bief créé derrière ce barrage ; le canal de fuite aboutit dans le bief aval. La chute brute est donc celle du barrage ; la chute nette en est très voisine, car il n'y a guère de pertes de charge, vu la réduction extrême des dispositifs d'adduction et de fuite. De ce fait, le prix d'installation est également minimum. Mais toutes les fluctuations de la chute du barrage, que nous avons définies dans le chapitre précédent, se répercutent directement sur l'usine. Notamment, il y a toujours réduction de la hauteur de chute en temps de crue. Si le barrage est mobile, il arrive le plus souvent qu'il est nécessaire de l'ouvrir complètement en crue, la chute disparaît et l'usine est arrêtée.

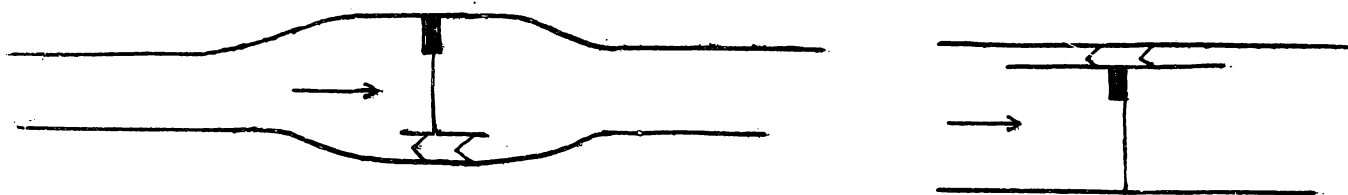
Ces ouvrages permettent une certaine accumulation dans le bief d'après la fluctuation permise de flottaison qui est limitée sur les cours d'eau navigables pour des raisons d'exploitation et de sécurité de la navigation, et, en général, par la considération des effets des fluctuations sur les affluents, les nappes souterraines, les terrains riverains etc. Sur un cours d'eau, on peut créer une succession de biefs étagés avec barrages-usines. Ces usines successives doivent être établies dans l'influence du remous de l'usine d'aval, afin de réduire les pertes de chute, qui consistent dans les faibles pertes superficielles cumulées entre les barrages successifs. Ces accumulations dans les biefs successifs s'additionnent, d'autre part les débits de pointe peuvent être élevés sans vitesses excessives. Afin d'accroître l'accumulation, on peut faire communiquer les biefs avec des étangs naturels ou artificiels, éventuellement munis de vanes et dont la capacité peut être grande (voir alimentation des canaux). L'eau restant dans le lit du cours d'eau, tout le débit est utilisé en étiage, les pertes se réduisent à la consommation effective des écluses, des échelles à poissons et les fuites du barrage.

Les emplacements des barrages-usines dépendent des circonstances topo. et hydrographiques, comme de la canalisation des rivières. Les hauteurs de chute dépendent de la hauteur des rives ; les lits encaissés sont les plus favorables. On peut les encaisser artificiellement par des digues à l'aval des biefs et approfondissement à l'amont, mais ces dispositions sont coûteuses et aléatoires ; il faut assurer un drainage des digues et écouler les eaux recueillies dans le bief d'aval.

La longueur des biefs est fonction inverse de la pente. Si la pente est forte et le lit encaissé, l'accumulation devient moindre.

Sur l'Elbe, en Tchéco-Slovaquie, (Usines de ^{notée tchécoslovaque Wolff.} Godebrady, Tymburk, etc) on utilise des chutes inférieures à 2.00 m. Il y a évidemment intérêt à augmenter la chute dans la mesure économique possible ; on s'efforcera d'obtenir au moins 4 à 5 m, mais des chutes moindres sont néanmoins utilisables.

La disposition des usines barrages peut être diverse, notamment si elle est accompagnée d'une écluse. La plus simple consiste à établir l'usine dans le lit du fleuve dans le prolongement du barrage. Il faut une surlargeur pour assurer un débouché suffisant au barrage.

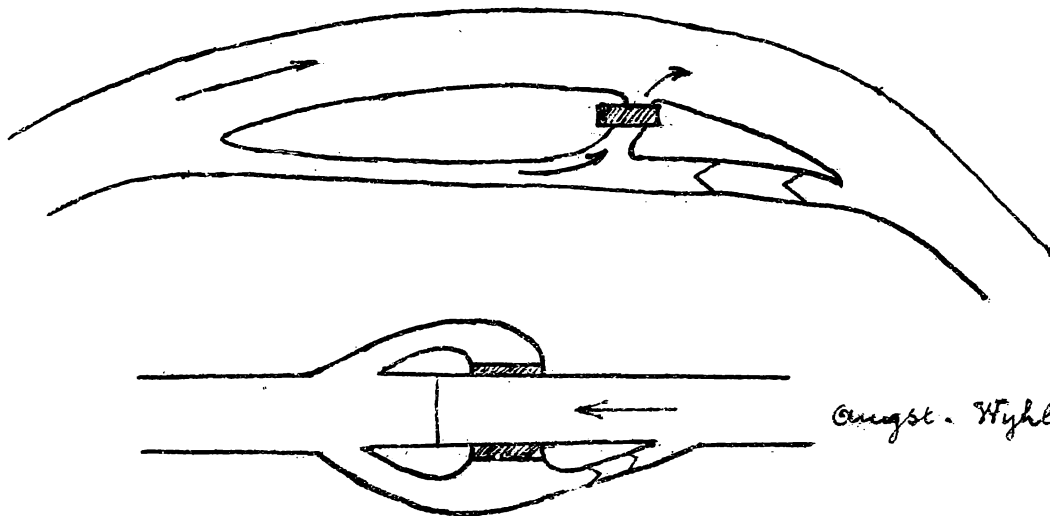


L'écluse est généralement placée également dans le lit du fleuve, soit à côté de l'usine ou à l'extrémité opposée. En tous cas, l'écluse et l'usine sont toujours près d'une rive. Des estacades et guideaux (môles) protègent les bateaux des remous latéraux. (Usines de ^{ind. Koechlin} Guillemer sur la Dordogne, de ^(4-8-12 m) Mettlach sur la Sarre, de ^(9-10 m) Soufflenbourg ^{Koechlin} et d'Églisau sur le Rhin, Chèvres sur le Rhône (Suisse - 1885) - ^(4.50-8 m) Koechlin, Gouzy-Chancy sur le Rhône (Suisse-France) - Pascalin - etc.

Lorsque l'écluse se trouve à l'aval du barrage et en est séparée par un chenal artificiel ou naturel (dérivation), on dispose généralement l'usine latéralement à ce chenal, qui sert donc de canal

d'amencée ; les pertuis de fuite débouchent dans le bief aval au pied du barrage . Le canal d'amencée est généralement court (exceptionnellement il mesure 800 à 900 m. à Rheinfelden ^(Roehren-Ludin) sur le Rhin) Si le canal donne en même temps accès à l'écluse de navigation , il faut veiller à maintenir le courant à une valeur admissible , notamment lors des débits de pointe .

Ce système convient mieux que le précédent pour les petites chutes et grands débits , parce que le développement considérable de l'usine n'exige cependant pas une sur largeur excessive du cours d'eau . C'est la même raison qui a donné lieu à la disposition très particulière de l'usine d'Angst-^{Roehren-Ludin} Wyhlen sur le Rhin .
(7.50 à 4.00 m)



Angst-^{Roehren-Ludin} Wyhlen - Fig. H. 11.

L'usine est divisée en 2 parties situées sur les 2 rives à l'amont du barrage , qui est contourné par des dérivations de fuite . Une de ces dérivations sert de canal de fuite à l'écluse . La chute varie de 7,50 à moins de 4,00 et le nombre de groupes générateurs s'élève à 10 afin d'absorber un débit important sous chute réduite lors des crues .

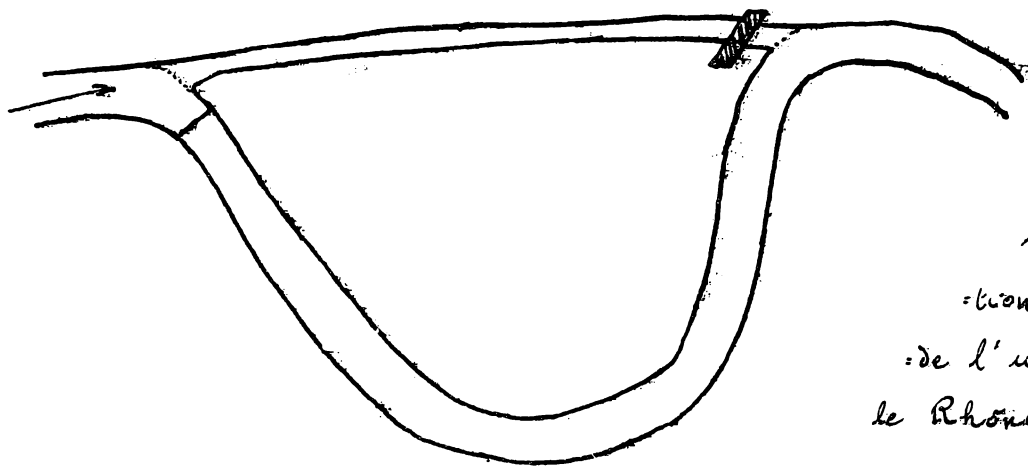
Dans les petites installations , l'usine peut aussi être placée en travers d'une très courte dérivation , dans laquelle les vitesses peuvent être élevées (Schweinfurt ^(Ludin) sur le Rhin) Cette disposition répond à des circonstances locales , notamment à la protection des grilles , etc , contre les embâcles , les crues etc .

Nous assimilons ces usines établies dans de courtes dérivations

naturelles ou artificielles à celles qui sont établies directement en rivière parce que la longueur de la dérivation est trop faible pour modifier sensiblement leur régime. Ces dispositions conviennent aux rivières à faible pente.

§ 3. Usines de basse chute en dérivation.

Un autre mode d'aménagement des usines de basse chute consiste à écouler le débit de travail par un canal spécial ou dérivation en travers duquel est établie l'usine. Cette dérivation peut être combinée avec un barrage fixe ou mobile établi dans la rivière; la prise d'eau s'effectue en amont et la fuite en aval du barrage. Mais, par suite de la longueur de la dérivation, établie avec la plus faible pente économiquement possible et généralement en coupure de longs méandres du cours d'eau, on gagne, indépendamment de tout barrage et même en temps de crue, une grande partie de la pente cumulée du cours d'eau comme hauteur de chute permanente.



Aussi l'ouvrage peut-être établi sans barrage, dans une longue dérivation, selon l'exemple de l'usine de Jonage sur le Rhône (long de la dérivation ... 1875 m. chute ...)

Mais 13 m.) Sans un tel ouvrage, la chute varie peu, seulement par suite de la variation de pente superficielle dans la rivière et la dérivation. Si celle-ci est libre, la section et la pente déterminent pour une hauteur d'eau quelconque en amont le débit en mouvement uniforme ou l'axe hydraulique pour un débit donné. On peut donc faire augmenter le débit ou la chute en hautes eaux. Afin de franchir commodément ces éléments, on établit à l'entrée de la dérivation un ouvrage de garde ou de prise d'eau réglable. Il permet de régler de

niveau amont et le débit, en vue d'une moyenne journalière correspondant à la demande d'énergie. On réduit ainsi les quantités d'eau envoyées inutilement dans le canal d'amonté, soit en hautes eaux, soit aux heures de faible charge, et qui doivent être évacuées par les dispositifs de décharge. Les dimensions de ces derniers peuvent donc être réduites, ainsi que la hauteur des digues éventuelles. Des vannes disposées dans le canal de fuite permettraient bien de régler la chute, mais non le débit. Le seuil de l'ouvrage de garde évite l'envasement du canal. Les crues peuvent gêner l'exploitation, notamment par suite de débordements, d'affouillements et de dépôts, mais ne l'arrêtent pas en principe.

Le canal d'amonté permet une certaine accumulation. À ce point de vue, il y a intérêt à placer l'usine le plus possible en aval et l'ouvrage de garde en amont. Malgré cela, la capacité d'accumulation peut être encore insuffisante. Dans le canal de Jonage, qui sert aussi à la navigation et à l'irrigation, elle a été augmentée par la création d'un bassin de 150 Ha permettant d'accumuler au total 4 millions de m³. Le débit normal de 100 à 150 m³ peut être porté à 300 pour les pointes. À 5,5 Km en aval de la prise d'eau et en amont de l'étang régulateur, il y a un ouvrage de garde.

Ce système présente l'avantage, important pour une usine de basse chute, de la faible variation de chute et du réglage aisé, mais les frais fixes pour l'adduction et l'accumulation de l'eau sont élevés. Les frais d'installation de l'usine de Jonage se sont élevés à 2000 fcs ou par CV. Elle a été mise en service en 1897. et elle est restée seule de son espèce. Ce type d'aménagement est donc exceptionnel.

§ 4. Usines à barrage et dérivation.

Le plus souvent actuellement, on combine, quand c'est possible, une dérivation avec un barrage fixe ou mobile. La dérivation peut être libre ou avoir un ouvrage de garde en amont, ce qui est le cas le plus fréquent pour les usines de quelque importance. Pour les petites, le pertuis d'entrée peut être libre s'il n'y a pas de danger

d'engrèvement. Sur les petites rivières non navigables et assez encaissées et en cas d'assez faible chute, des barrages fixes peuvent convenir (Usines de Solingen sur la Wupper, de Gersthofen ^{indin} sur le Neck - Allemagne) (3.50 - 5 m) (10 m)

Pour réduire au minimum les inconvénients de ces barrages fixes en temps de crue, on les développe en courbe ou en oblique très inclinée dirigeant les eaux vers la dérivation qui s'ouvre immédiatement en amont du barrage. Cette action directrice est surtout utile en basses eaux. Les barrages fixes ne permettent pas d'accumulation notable et organisée. La variation de chute résultant du barrage est plus ou moins atténuée par la chute provenant de la dérivation.

Sur les cours d'eau importants, il faut généralement des barrages mobiles. On pourrait se borner à régler la chute par le barrage mobile, qui permet de garder le niveau constant jusqu'aux hautes eaux. Donc, malgré la dérivation, la chute décroît lorsque le débit augmente, mais moins que si il n'y avait pas de dérivation et d'autant moins que la dérivation est plus longue. Mais les usines ont presque toujours un ouvrage de prise réglable qui permet de régler les débits à la demande et réduit donc les dispositifs de décharge à l'usine. L'accumulation se fait dans les biefs et la puissance utilisable est relativement uniforme par suite de la variation de la chute en sens inverse du débit disponible. Si l'accumulation dans les biefs est suffisante, l'usine peut fournir des pointes. Elle peut encore travailler en hautes eaux si la dérivation est assez longue, malgré l'ouverture totale ou presque du barrage mobile.

C'est le type d'un grand nombre d'usines modernes : ^{indin} Bernau 2.7 - 6 m, ^{indin} Bercin 1.6 K, ^{Koschlin} Wangen (8 m) ^{Koschlin} et Alten - Götzen sur l'Aar (Suisse) Beauvoisin 2 Bouteaux, ^{Koschlin} chute du barrage 4.00 - long. dér. 6.2 Km, ^{indin} Peralon - Eyroux (10.6 m) sur l'Isère (France), ^{indin} Nouvelle - Mandragon sur le Rhône (dér. 26.5 K) (dériv. 1200 m. env.) ^{indin} Peralon (2.4 m)

Mais il faut noter que le bénéfice de chute résultant de la dérivation ne s'obtient que si la rivière est libre en aval du barrage.

jusqu'à l'aval du canal de fuite. Donc si l'on échelonne sur un cours d'eau des usines barragées en dérivation, les distances doivent être telles que le remous de l'usine d'aval n'ait plus d'influence sensible, sur le canal de fuite de l'usine d'amont. La distance des usines est donc, en principe, plus considérable que lorsqu'elles sont contiguës aux barrages. Les chutes sont plus élevées et les usines moins nombreuses pour une même chute totale, mais l'économie qui en résulte est à mettre en balance avec le prix des ouvrages d'adduction et de fuite. La disposition convient surtout aux rivières à forte pente.

§ 5. Canal latéral de force motrice et de navigation

Depuis longtemps on a, dans certaines conditions, préféré un canal latéral plutôt que la canalisation d'un cours d'eau en vue de la navigation. Le canal latéral était l'aboutissement du système des dérivations éclusées.

La même extension du système des dérivations est possible pour la récupération de l'énergie hydroélectrique combinée avec la navigation. La 1^{ère} grande application qui doit en être faite est celle du grand Canal d'Alsace. Ce canal doit être construit par tronçons entre Bâle et Strasbourg. Il commence en amont d'un barrage construit en aval de Huningue et débouche dans le port de Strasbourg. Il doit comporter 8 usines d'une puissance normale totale de plus de 500.000 C.V. La chute totale de 108 m. en eaux moyennes sur un parcours total de 111 Km est divisée en échelons par 8 biefs étagés. La pente du fond du canal est établie pour un débit maximum de 850 m³ et une valeur de 0,7 m/m, elle atteint 8 cm. par Km. Les sections calculées en conséquence ont 80 m. de largeur totale au plafond (en remblai) et un mouillage variant de 10,80 à 11,85 m.

Le canal sera construit à partir de l'amont par biefs successifs. On construira d'abord le bief de Hembts (usine de 68000 C.V.) qui sera raccordée avec le Rhin par un canal de fuite provisoire et ainsi de suite. Les usines sont placées en travers du canal, avec écluse de

navigation accolée. Pour l'usine de Kembs, un mode de construction spécial est prévu (brevet Koechlin-Focher) d'après lequel le bâtiment joue en même temps office de déversoir.

§6. Usines de moyenne chute établies au pied du barrage

Ces usines présentent des caractéristiques un peu différentes d'après la chute. Pour les plus faibles, le dispositif se rapproche de celui des usines construites en rivière. La prise d'eau est établie dans le corps du barrage et aboutit directement au distributeur de la turbine sans conduites intermédiaires. C'est le cas de l'usine de Mühlberg sur l'Aar (Suisse), de Greot Fall sur la rivière Ca-
 (20m) (Koechlin)
 (Matten)
 (Caroline du Sud)

Ce système convient même à de plus hautes chutes pour les barrages évadés; c'est le cas par exemple de l'usine du Cirso (Sardaigne) de 50 m. de chute max. L'usine est construite entre les contreforts du barrage à routes multiples et la prise d'eau se fait par des conduits ménagés dans le béton de la base de la face amont du barrage. En Amérique, on a construit des centrales dans l'intérieur des barrages Ambursin en béton armé, par ex. l'usine de la rivière Potapasco, près de Baltimore (hauteur du barrage 12 m), le projet d'Estacada l'état d'Oregon (chute 24 m. voir Rehbock etc)

Ces barrages permettent généralement une certaine accumulation qui leur permet de travailler comme usines de pointe, mais la régulation saisonnière exige évidemment une hauteur de retenue élevée créant un réservoir de vaste capacité.

Ces barrages n'ont pas toujours pour objet de créer un véritable réservoir, tel le barrage d'Arignonnet sur le Gros, qui constitue à vrai dire un barrage fixe déversant par la crête. Une prise d'eau en amont du barrage conduit l'eau aux turbines par des conduites forcées très courtes (chute 24,8 m); l'usine est donc située en aval du barrage mais latéralement et ne fait pas corps avec lui.

Dans de nombreux cas, l'usine est située immédiatement au pied du barrage et reçoit l'eau par des conduites forcées qui descendent

le long du parement aval du barrage. Cette solution est fréquemment employée : usines de Queuille sur la Sioule (France), de ^{Koecklin - Bubi. Ladin} ~~Tanuma~~ sur le ^{Koecklin} (25 m.) (26)

Glommen (Norveige), de ^{Koecklin} Boquilla (Mexique) (74,50 m. de chute), ^{Katten} Mauer en Silésie (46,50 chute max), d'Éguzon en France (55 m.), Mòkmetal, (Ruhr - Allem.) - 34 m. env., même pour des barrages en terre ou mixtes, p. ex. Straschin - Grangschin, près de Sanktzig (ch. max. 14,50).

Parfois, pour des raisons topographiques, on établit l'usine à une petite distance en aval, c'est le cas de l'usine de ^MBarbalina (Silésie) (ch. max. utile 30 m.), Rochelent sur le Cher (France, chute max. 44 m.) Il n'en résulte pas un gain appréciable de chute.

Cette disposition présente les avantages de la simplicité et de l'économie de construction et d'exploitation. Toute l'installation est concentrée près du barrage, les manoeuvres sont rapides et faciles. Mais souvent il y a une grande perte de chute par rapport à celle que permet un aménagement plus étendu. Un exemple caractéristique en est fourni par les premières usines du Niagara ^{R12} établies immédiatement en amont des chutes du même nom. Les turbines à axe vertical sont installées peu au dessus du canal de fuite dans le bas de puits verticaux creusés dans le rocher et qui fonctionnent comme conduites forcées. Les génératrices sont situées au-dessus des puits et réunies aux turbines par de longs arbres verticaux. Le canal de fuite débouche à l'aval des chutes en tunnel. On ne récupère ainsi que la chute des cataractes, soit 40 à 43 m. Autre usine souterraine Porjus (Suède) voir Eydox.

Dans un aménagement d'ensemble, il faudrait, pour utiliser la chute, que les barrages se succèdent à des distances telles qu'elles soient inférieures aux étendues des remous d'aval. On voit bien que cette disposition exigerait un grand nombre de barrages et n'est qu'exceptionnellement possible.

§ 7. Usines de moyenne chute en dérivation.

Le type d'usine comporte une prise d'eau en amont d'un barrage

fixe, d'un barrage de réservoir ou d'une chute naturelle. Le niveau de fuite correspond celui d'un point du cours d'eau situé à une distance assez grande en aval, de telle sorte qu'à la chute du barrage s'ajoute, la pente cumulée d'un tronçon du cours d'eau, susceptible d'accroître d'une manière importante la chute totale. En effet, les usines de moyenne chute sont généralement établies sur des cours d'eau à forte pente et à lit très sinueux. L'usine peut être établie en un point quelconque entre la prise d'eau et le débouché du canal de fuite, généralement à proximité de celui-ci.

L'adduction peut se faire de 2 manières principales:

1°) par un canal d'amener en charge ou une conduite forcée de grande longueur. Cette conduite est souvent en grande partie souterraine (tunnel sous pression) Elle est établie suivant le plus court chemin que permettent les circonstances topographiques et géologiques. C'est le cas de l'usine de Robertville sur la Marche (Belgique), d'une chute nette d'environ 150 m, dont 50 m. seulement proviennent du barrage (à vrai dire, l'usine ne rentre plus tout à fait dans la catégorie des moyennes chutes.) A l'usine d'Ennepe (Ruhr. Allem.) la chute max. de 47 provient pour 11 m. seulement de la conduite forcée, ion: que de 1250 m. env.

L'usine de l'Uft à Kemnath (près d'Aix la Chapelle) est très analogue à celle de Robertville: chute brute max. 111 m., dont 56 proviennent de la dérivation, qui mesure environ 2800 m. en tunnel.

En France, comme usine type de ce genre est celle de Champ, sur le Drac. L'usine est à 4,6 Km en aval de la prise d'eau, qui se fait par un barrage fixe. Chute totale 37.40 (voir Eydoux. Mottern p. 353) Une usine américaine de 21000 CV du Niagara a été construite de la sorte, la chute brute atteignant 56 m.

Les canaux d'amener en charge comportent des cheminées d'équilibre ou chambres d'expansion, qui constituent parfois aussi des réservoirs horaires s'ils sont de grande capacité.

2°) Par un canal d'amener à la pression atmosphérique conduisant

l'eau de la prise à la chambre de mise en charge¹², d'où elle descend en forte pente jusqu'à l'usine par les conduites forcées. Le canal d'aménée comporte parfois des sections en tunnel, mais l'eau ne trouve pas en pression. On établit autant que possible le canal d'aménée à ciel ouvert. Sa construction est généralement plus économique que celle du canal d'aménée sous pression ; cependant elle est plus dépendante des conditions topographiques et des terrains de surface, souvent peu favorables. L'inconvénient du canal d'aménée à ciel ouvert est de ne permettre que de très faibles fluctuations de niveau, donc pas d'accumulation derrière l'ouvrage de prise d'eau. Donc ce mode d'adduction ne convient que pour les usines prenant l'eau dans un cours d'eau à un niveau peu variable, l'accumulation se faisant éventuellement dans un réservoir situé en amont. Si ce réservoir n'est pas équipé électriquement, la chute du barrage est perdue. En tous cas, la chambre de mise en charge doit avoir la capacité d'un réservoir journalier ou hebdomadaire.

Comme exemples, citons l'usine de ^{Ludin}Hubel (Suisse) d'une chute brute de 94 m. environ, les usines de ^{Ludin}La Brillanne et de ^{Ludin}Ventavon sur la ^{Ludin}Durance (France) de ^{matteron}Salto de ^{27m}Bolanque et de ^{matteron}Serós en ^{57m}Espagne, de ^{29m}Merono-Bolzano au ^(Cage)Italie (Centrale de ^(49,5)Cell. valle Tenosta (ch. for.) voir ^{27m}matteron et notice ^{San nicolo}San nicolo.

Un cas d'application tout indiqué est celui des chutes naturelles, comme celles du Niagara. On y a construit des usines avec de courtes dérivations la chute s'élevant à 56 ou 60 m. environ. Plus récemment on a construit sur la rive canadienne une usine à longue dérivation, réalisant une chute de 93 m. (Chippawa-Queenston). Fig 3 Pl 12

§ 8. Usines de haute chute.

La limite entre les hautes et les moyennes chutes n'est pas très nettement définie, à partir de 100 m. commence la transition. D'autre part, dans ces derniers temps on a étudié l'emploi des turbines de chutes moyennes (type Francis) aux chutes voisines de 200 m. Quand la chute atteint et dépasse l'ordre de grandeur de 300 m., on a d'une manière caractérisée les hautes chutes (roues Pelton)

Les dispositions générales peuvent être établies d'après les 2 systèmes envisagés précédemment.

Le système de canal d'amencé sous pression avec chambres de mise en charge a été employé dans beaucoup d'usines françaises : Souloin (242) Eget (715). Mais le plus souvent, le canal d'amencé est sous-pression.

Les chutes utilisées proviennent d'eau captées par de petits barrages dans les petits cours d'eau de grande altitude, alimentés par des glaciers ou par des lacs recueillant eux-même des eaux de fusion de neiges.

Les lacs constituant des réservoirs naturels des plus avantageux pour l'aménagement des bassins d'altitude élevée. Souvent les galeries recueillent, à des niveaux convenables, les eaux des affluents du cours d'eau principal ou de petits lacs voisins.

Les usines de très haute chute sont généralement à faible débit ; les sections des conduites sont généralement plus faibles, ce qui est avantageux pour leur confection à cause des hautes pressions. En outre, on n'emploie pas, comme pour beaucoup d'usines de chute moyenne, une conduite par turbine, mais un plus petit nombre de conduites qui se divisent à la base pour alimenter les diverses turbines.

Les usines de haute chute forment généralement des groupements entre elles et avec des usines de moyenne et basse chute, de telle sorte que l'on obtient une parfaite régulation et compensation ; elles conviennent facilement comme usines de pointe.

Chapitre III

Dispositions spéciales.

§ 1. Ouvrages de prise d'eau et de décharge.

Les ouvrages de prise d'eau diffèrent selon que le canal d'amencé est sous pression ou à l'air libre.

Les prises d'eau des canaux d'amencé sous pression ont été exposées dans l'étude des barrages de réservoir. Elles sont protégées par des grilles simples lorsque le niveau de l'eau peut descendre jusque sous les prises d'eau. Afin de permettre la visite et les réparations du canal d'amencé, il faut prévoir des dispositifs de fermeture permanents ou de secours des têtes. On emploie des vannes planes levantes ou pivotantes ou des vannes à segments. Ces organes sont disposés sur les parements amont des barrages ou dans des tours ou puits accessibles.

Les prises d'eau des canaux d'amencé à ciel ouvert sont des ouvrages du type des diversoirs étudiés dans le cours de barrages mobiles, c'est-à-dire des barrages qui sont fréquemment à pertuis multiples, obturés par des bouchures mobiles permettant un réglage aisé. On emploie surtout les vannes planes levantes, ainsi que des vannes à segments ou à cylindres. Il est avantageux de prévoir en outre des fermetures de secours, généralement à vannes en poutrelles, parfois à aiguilles. Ces ouvrages sont protégés par des grilles établies en amont des vannes et qui sont souvent doubles, les grilles dégrossisseuses et les grilles fines. La grille dégrossisseuse est souvent verticale, tandis que les grilles fines sont inclinées à $\frac{2}{4}$ ou $\frac{1}{4}$ sur l'horizon de manière à permettre leur nettoyage par des râteaux mécaniques mobiles.

À certaines saisons et pour certains cours d'eau, le défeuillage est une opération ardue qui se fait sur des grilles horizontales, qu'il

est nécessaire de nettoyer constamment, de préférence par voie mécanique ou hydraulique (double appareil et renversement de courant).

Les déversoirs peuvent être fixes, ils doivent alors recevoir éventuellement un développement considérable, par une disposition appropriée au plan, latérale ou oblique. Pour pouvoir évacuer de gros débits sans variation de niveau considérable, il faut des déversoirs mobiles, commandés ou automatiques. Les vannes automatiques sont à hausses, segments ou lecteurs. Lorsque la retenue est créée par un barrage mobile, il sert aussi de déversoir régulateur. Enfin les siphons automatiques, décrits dans le cours de barrages de réservoirs, peuvent constituer un excellent dispositif.

§ 2. Engrèvement et Décantation.

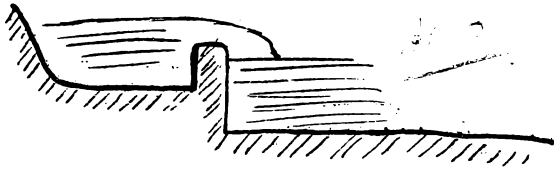
L'engrèvement des prises d'eau est une question souvent épineuse ; il faut en tous cas éviter celui des canaux d'aménée. D'après les indications données dans le cours d'hydraulique appliquée sur le débit solide, c'est précisément dans les rivières torrentielles, où les conditions sont les plus avantageuses pour la captation d'énergie hydraulique, que le danger d'engrèvement est le plus élevé. Pour tous les cours d'eau, c'est en temps de crue que le débit solide est le plus élevé et il semble que le maximum soit atteint dans la période de début de la crue. Le débit solide varie d'un cours d'eau à l'autre et, pour un même cours d'eau, avec le temps. On trouve des maxima de $1,5 \text{ kg/m}^3$ pour la Garonne, 13 à 16 kg/m^3 pour la Neste (torrent pyrénéen), $11,5 \text{ kg/m}^3$ pour la Durance (370.000 tonnes par jour) et $12,3 \text{ kg/m}^3$ pour l'Isère moyenne, soit 4.000.000 tonnes par jour. Sauf cas exceptionnels, on peut selon M. M. Kochlin envisager un maximum de 1 à 10‰ en volume et une moyenne annuelle de 0,1 à 0,2‰ du débit total, correspondant à une érosion annuelle moyenne de 0,1 à 0,2 mm environ.

Le barrage d'Arignonet sur le Drac (26 m. de hauteur) a été engravé en moins de deux années; il y a d'autres exemples analogues.

Dans les grands réservoirs saisonniers, on dispose généralement la prise d'eau à une certaine hauteur au-dessus du fond; la partie

située au-dessus constitue la capacité utile; la partie inférieure peut s'engraver. On peut calculer la durée d'engrèvement. Le dégrèvement se fait par curages, dragages, parfois par des chasses au moyen de pertuis latéraux ou de bondes de fond.

L'engrèvement des petits réservoirs (réservoirs journaliers, chambres de mise en charge, etc) est un inconvénient grave. On l'évite pour la majeure partie des apports, lorsqu'ils sont importants, en établissant le réservoir latéralement au cours d'eau et en l'alimentant par un



déversoir à seuil fixe surélevé; on perd donc une partie du débit employé à entraîner le gravier. Le chenal latéral doit être entretenu par dragages

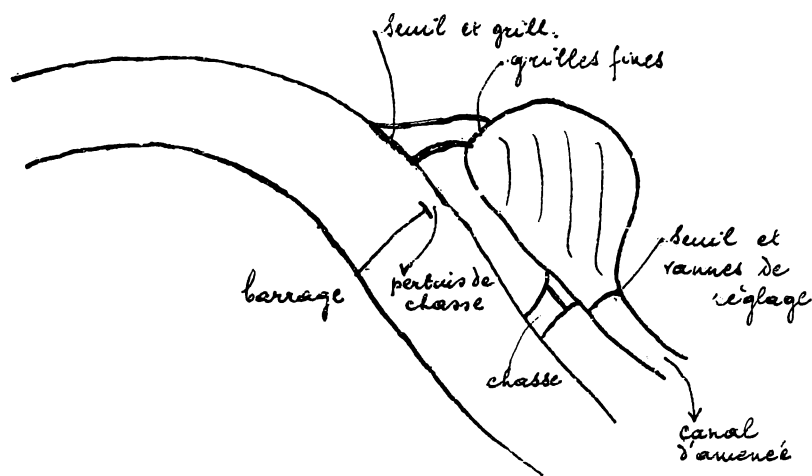
ou chasses. Si le débit solide n'est important qu'en temps de crue, on peut substituer au déversoir fixe des vannes mobiles qui canalisent le cours d'eau en temps de crue et font passer le débit superflu avec les graviers au travers du réservoir.

Mais pour la protection des conduites et surtout des pièces mécaniques (aubes de turbines), la décantation doit autant que possible débarrasser l'eau des particules, mêmes les plus ténues, de sable. Le passage dans un grand réservoir ou lac est évidemment le moyen souverain; on peut considérer que les eaux s'y décantent complètement. Lorsqu'on ne dispose pas de ce moyen, il faut employer des chambres de décantation, souvent successives, où la vitesse descend jusque $0,25 \text{ m/s}$ et moins. Des seuils, chicanes, etc, provoquent des remous, favorisent les dépôts. On emploie aussi des grilles très fines, successives, mais les pertes de charge deviennent élevées.

Les bassins de décantation ont des vannes de chasse permettant l'évacuation des dépôts au fur et à mesure de leur formation par des dérivations qui les restituent à la rivière; les radiers sont en pente vers les pertuis de purge. Dans le cas d'un aménagement en cascade, il semble cependant préférable de ne pas renvoyer les dépôts recueillis dans le cours d'eau, mais de les draguer en amont.

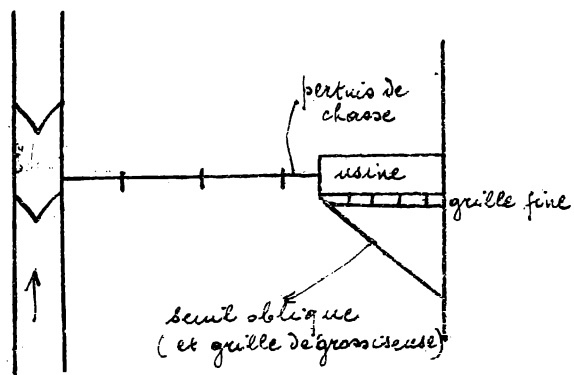
On peut aussi établir des barrages étagés, ceux d'amont servant à retenir les graviers, au prise d'une perte de chute.

Les prises d'eau à ciel ouvert des usines de basse et moyenne chute présentent des dispositions spéciales contre l'engrèvement. On établit la prise d'eau autant que possible dans une rive concave. La disposition oblique du barrage guidant les eaux vers la dérivation favorise l'engrèvement de la prise d'eau et ne convient pas si le débit solide est important. L'entrée de la prise d'eau est protégée par un seuil rectiligne assez élevé, qui se raccorde à un pertuis profond de chasse établi dans le barrage le plus près possible de la prise d'eau pour être actif. La grille de grossissement est généralement établie sur ce seuil. Ensuite viennent les grilles fines et les bassins de décantation s'il y a lieu. A l'extrémité du bassin se trouvent les vannes de réglage sur un



seuil surélevé, tandis qu'une dérivation avec vannes de chasse contourne le barrage. Des rainures au droit du premier seuil permettent d'isoler le bassin de décantation.

Dans les usines établies directement en rivière, la prise d'eau directe est protégée par les vannes,



grilles et par un seuil rectiligne surélevé placé le plus obliquement possible dans le prolongement d'un pertuis de chasse. Les pertuis mobiles se dégradent d'eux-mêmes.

Le fonctionnement des pertuis de chasse adjacents aux prises d'eau demande une étude attentive. Elle dépend de l'emplacement par rapport à l'endroit où tenir libre de gravier et de la puissance de chasse. On

puissant pertuis de chasse latéral au barrage d'Avignonet, dont on espérait le dégrèvement de tout le barrage, a simplement dégravé un chenal établi dans son prolongement.

§ 3. Canaux d'aménée et tunnels.

Les canaux d'aménée à ciel ouvert se calculent d'après les formules du mouvement de l'eau dans les canaux découverts. On envisage le débit maximum à écouler et les niveaux de la prise. La vitesse admissible d'après la nature des terrains ou des revêtements détermine la pente et la section. Les formules et données sont exposées dans le cours d'hydraulique appliquée. Voir également le chapitre qui suit, relatif à l'adduction des eaux, qui contient notamment les principes de construction des canaux d'aménée.

La pente doit être la plus faible possible pour réduire les pertes de chute, la section est donc généralement grande. Il y a intérêt à réduire la rugosité des canaux par des revêtements lisses (béton).

Les canaux d'aménée à ciel ouvert traversent les vallées en aqueducs, généralement fermés ou en siphons sous charge, et les accidents topographiques en relief par des tunnels à la pression atmosphérique. Ces tunnels sont construits et revêtus à la manière ordinaire. Souvent on y crée des fenêtres, ouvertures latérales débouchant en galerie au flanc de la colline. Ces fenêtres permettent de multiplier les chantiers d'attaque du tunnel et, en exploitation, jouent le rôle de diversoirs évitant le fonctionnement du tunnel comme conduits forcés. Ils permettent aussi la vidange du canal d'aménée par sections s'il y a des barrages de sectionnement.

À l'extrémité du canal d'aménée se trouvent des pertuis d'entrée des turbines, généralement subdivisés si le débit est important (usines de Keokuk (E. U.) et de Mettlach [Sarre]), afin de faciliter le réglage et la mise en marche par le moyen de vanes levantes. Il y a en outre des pontrelles pour la fermeture de secours et des grilles fines à nettoyage mécanique. Il ne faut pas de réservoir horaire si le volume

et la surface du plan d'eau du canal d'amencé suffisent pour absorber l'effet des variations instantanées de charge; l'élévation du plan d'eau est limitée par des déversoirs.

§ 4. Conduites forcées et tunnels sous pression.

Pratiquement, les usines à conduites forcées sont toujours pourvues d'un réservoir d'assez grande capacité. La solution la plus simple consiste à y faire emboucher directement la conduite forcée ou le tunnel sous pression. Il n'y a pas de pertes d'eau possible et par contre, le débit peut toujours être donné à la demande. Ses fluctuations de niveau peuvent être importantes.

Cette méthode est préférable à celle d'un canal d'amencé à ciel ouvert, conduisant les eaux dans une chambre de mise en charge, qui sert de réservoir boratoire, éventuellement de réservoir journalier et dont se détachent les conduites forcées généralement en pente abrupte. Ses fluctuations de niveau dans la chambre de mise en charge sont étroitement limitées, il y a des pertes d'eau par le déversoir; enfin il faut un réglage attentif de la prise d'eau du canal d'amencé. Ce dernier système est applicable lorsque la prise d'eau est constituée par un barrage fixe en rivière, sans réservoir (Kiebel), (Éget, Souloni etc) Le canal d'amencé est souvent souterrain, mais sous pression. La chambre de mise en charge peut être souterraine également. On voit qu'il y a intérêt à avoir la chambre de mise en charge la plus grande possible et constituant le réservoir journalier, mais la dépense de construction est élevée.

Le diamètre et le nombre des conduites forcées dépend de leur nature et de la charge, ainsi que du débit. Les tunnels sous pression sont généralement uniques. Les conduites de faible chute peuvent être de grand diamètre et permettent un grand débit. Pour les très fortes chutes, le ϕ est plus faible, pour la résistance. L'emploi de tubes soudés au gaz à l'eau, de très grande épaisseur a permis d'augmenter les diamètres.

Il est généralement prévu des dispositifs : rainures à poutrelles ou vannes permettant d'isoler les entrées des conduites forcées pour les réparations et l'accès, si elles sont de grand diamètre.

Il faut apporter beaucoup de soin à l'établissement des tunnels sous pression. Sous le rocher compact, non fissuré et imperméable, on peut se passer de revêtement, mais il faut calculer les tensions dans la roche sous l'effet de la pression interne et du refroidissement par l'eau. Il se produit souvent des fissures d'extension, qui ne sont pas dangereuses si l'épaisseur du rocher atteint au moins 15 à 20 m. dans toutes les directions pour des pressions modérées. Si le roc est fissuré, on y fait injections de ciment à forte pression (15 kg/cm² et davantage). On ajoute un revêtement à la granite. Si l'on fait un revêtement ordinaire ou en béton, il faut l'armer d'armatures hélicoïdales en vue du retrait, ou bien injecter du ciment sous pression entre la roche et le revêtement après le retrait. Si le rocher est peu résistant ou en terrain éboulé, il faut construire un tube étanche en béton armé, ou en béton doublé d'un tube de tôle étanche et élastique, ou bien encore simplement un tube métallique pour les fortes pressions. Mais le béton est une protection utile du métal contre les corrosions. On tient compte alors dans le calcul des pressions internes et externes. Il est essentiel de veiller à l'étanchéité parfaite; un tunnel sous pression qui fuit doit être généralement mis hors service. Donc un tunnel sous pression doit présenter des qualités très supérieures à celles d'un tunnel libre et coûte généralement plus cher. On ne semble pas souvent dépasser jusqu'à présent 50 m. de pression, excepté 180 m (Braschia).

Les conduites forcées sont en béton armé (grand diamètre, faible pression) en bois (douves assemblées et cerclées, grand diamètre, faible pression) et en métal (tous les diamètres, jusqu'aux plus fortes pressions). On n'emploie plus guère que l'acier. Les conduites de grand diamètre sont en tôles rivées. Les tubes en acier pour les fortes pressions, soudés au gaz à l'eau ou sans soudure sont assemblés par des manchettes. On envisage aussi l'emploi de tubes minces en acier renforcés par des frettes en fil de fer à grande résistance. Les tubes minces se calculent par la formule élémentaire $e = \frac{pD}{2R}$ - p = press. interne - D = diamètre - R = taux de travail - e = épaisseur

pour les très fortes pressions, il faut de préférence appliquer les formules de Eumé. Les fatigues d'extension suivant les génératrices ne peuvent dépasser la moitié de celles agissant suivant les directrices.

En effet
$$\sigma_1 = \frac{dp}{2e} \quad \sigma_2 = \frac{\pi d^2 p}{4 \pi d e} = \frac{dp}{4e} = \frac{\sigma_1}{2}.$$

Il faut tenir compte des surpressions possibles (coup de bélier - voir hydraulique théorique) Il faut envisager aussi la résistance à l'écrasement sous l'effet de la pression extérieure en cas de vide interne (rupture de la colonne liquide)

On sait que les enveloppes cylindriques minces résistent mal à la pression externe, les déformations introduisant des actions de flexion.

M. Gilhéri a établi la formule
$$e = D \sqrt[3]{\frac{K p}{2 E}}$$
 Voir l'article du

15 juin 1924 dans la R. U. M., où M. Centner établit la formule

$$e \geq D \sqrt[3]{\frac{p}{3 E}}, \text{ ce qui correspond à } K = 0,667.$$

$K \geq 1$. Enfin, il y a la flexion du tube plein d'eau entre les appuis.

Pour les calculs d'hydraulique, on emploie les formules des mouvements permanent et variable dans des conduites (voir hydraulique théorique) Pour les conduites métalliques, on connaît assez bien les coefficients; il n'en est pas de même pour les conduites en béton. Sa vitesse doit être déterminée de manière à ne pas avoir une conduite trop coûteuse et une perte de charge trop élevée; cela dépend donc des conditions du problème. Elle varie de 1 à 5 m.

Au point de vue de la stabilité extérieure des conduites, il faut tenir compte des coudes, de la déclivité et des dilatations. Aux coudes, il se produit un effort vers l'extérieur suivant la bissectrice du coude. La déclivité développe une traction ou une compression longitudinale de la conduite selon les dispositions de l'ancrage. Mais ce sont surtout les variations de température qui, par suite de la fixité des points d'ancrage, peuvent développer des fatigues élevées du métal et des efforts considérables sur les massifs d'ancrage.

Il existe des divergences notables d'opinions à propos des ancrages. Ses Suisses ancrent les coudes et établissent dans les tronçons droits,

Après des ancrages et en dessous, des joints de dilatation. En France, on ancre dans les tronçons droits, de sorte que les coudes se trouvent entre deux ancrages, et on ne place pas de joints de dilatation. Lorsque la conduite débite, les variations de température sont fortement réduites. Lors-
qu'elle est vide, elles peuvent être élevées, ainsi que les tensions corres-
pondantes, mais il n'y a pas d'autres contraintes. À l'abaissement de
température produit des tractions plus grandes que les compressions cor-
respondantes dues à une élévation de température, car la conduite
se courbe, surtout s'il y a un coude. Il y a donc intérêt à encastrer
les conduites à température inférieure à la moyenne. Dans le cas d'une
conduite coudee, on peut appliquer les formules relatives aux effets
thermiques dans les arcs encastrés. Le système français est plus simple.

Les massifs d'ancrage sont stables par leur poids et fondés en
gradins. Les conduites sont ancrées par de forts étriers. Les massifs d'ap-
pui intermédiaire supportent les conduites par des sellettes permettant
les dilatations.

Pour éviter le gel des conduites découvertes, il faut y laisser couler l'eau
et isoler les zones d'eau morte, ou bien il faut les enterrer à profon-
deur suffisante : au moins 2 mètres. On enterre souvent les conduites
si c'est possible, on protège ainsi des variations de température et
on les cache aux regards (protection des sites et défense nationale).

Dans les grandes conduites métalliques, on réserve des trous d'homme
pour les visites. Pour les vannes, reniflards, venturis jaugeurs et les
appareils d'arrêt automatiques en cas d'accident (ruptures de conduite),
je renvoie aux cours de mécanique appliquée et d'hydraulique théorique.

Anciennement, il y avait souvent une conduite par turbine. Actuelle-
ment, on alimente les turbines par groupes de 2, 3 ou 4 au moyen
de collecteurs, alimentés éventuellement par plusieurs conduites. Ces
dispositions dans l'usine des appareils de commande et de réglage sont
du domaine de la mécanique. Le canal de fuite est généralement court
et calculé pour le débit maximum envisagé; il comporte un déversoir
fixe à l'extrémité aval pour maintenir un niveau peu variable de

fuite et créer un bassin d'amortissement suffisant. Les conduites forcées traversent les dépressions en siphon, soit en suivant le profil de la dépression, soit en le franchissant comme un arc.

§ 5. Cheminiées d'équilibre.

Les cheminiées d'équilibre ont pour but d'empêcher les ondes de surpression de remonter dans la conduite en amont de la cheminée et de limiter les surpressions à celles qui résultent de l'oscillation en masse dans la cheminée d'équilibre. La théorie de ces phénomènes est donnée dans le cours d'hydraulique théorique, les éléments dépendent de la régulation et de la commande des turbines.

Les cheminiées déversantes limitent la surpression, mais provoquent des pertes d'eau, qui sont recueillies dans un bassin et conduites à la rivière. Les cheminiées non déversantes réduisent d'autant plus la surpression que la section supérieure de la cheminée est plus grande. On surmonte souvent les cheminiées d'un véritable réservoir. Cette solution est surtout avantageuse lorsque la cheminée est placée à l'extrémité d'un tunnel en charge et est constituée d'un puits creusé dans le roc, surmonté d'une chambre souterraine faisant office de réservoir (Archensee - Tyrol).

On place des cheminiées d'équilibre aux extrémités aval des tunnels en charge, pour limiter les pressions dans ces tunnels et servir de chambre de mise en charge aux conduites forcées. Elles sont totalement ou partiellement souterraines; les parties en élévation se construisent en béton armé ou en métal. Dans les usines de moyenne chute à conduites forcées, on établit parfois des cheminiées d'équilibre à la partie inférieure des conduites (Usine de Champ sur le Drac).

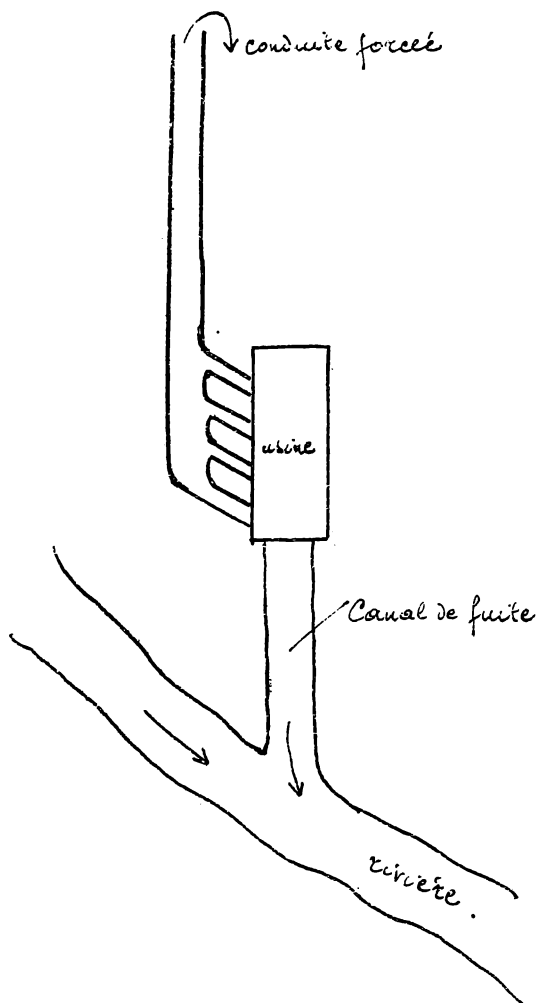
§ 6. Pertes de charge.

Les pertes de charge comportent celles qui sont dues aux canaux ou conduites d'amènée, qui se calculent par les formules et les coefficients connus. Il y a ensuite les pertes de charges spéciales dues aux coudes, aux appareils de prise d'eau: vannes, valves, appareils divers,

que l'on apprécie par des formules particulières ou les données d'expérience des constructeurs. Elles sont proportionnelles à $\frac{v^2}{2g}$. Il en est de même des pertes de charge dans les bassins de décantation et les dispositifs de désablage, défouillage etc. Pour les grilles, on peut admettre une perte de 0,05 m pour une vitesse de l'eau au passage des grilles de 0,70 m/s. La perte de charge dans le canal de fuite se calcule comme dans le canal d'amener. Toutes les pertes accessoires proportionnelles à $\frac{v^2}{2g}$ sont sensiblement indépendantes de la chute, de sorte que les pertes de charges sont généralement d'une importance relative plus grande pour les faibles chutes que pour les grandes.

§ 7. Disposition des bâtiments

Certaines dispositions usuelles d'usines ont été sommairement indiquées dans l'analyse des différents modes d'aménagements de chutes d'importances diverses.



Des usines à conduites forcées sont parfois placées \perp aux conduites ; généralement on les dispose maintenant parallèlement aux conduites qui arrivent aux turbines ou collecteurs par des coudes de confection spéciale. Le canal de fuite est alors disposé sous le grand axe du bâtiment et \perp au cours d'eau ; l'usine est placée à proximité immédiate de celui-ci.

Il est intéressant de signaler la disposition prévue pour l'usine de Humbly, où un déversoir de déglacage, d'évacuation des corps flottants repris sur les grilles et de déversement du débit en cas d'arrêt des turbines est prévu entre la chambre des turbines fondée sur le

lit de la rivière et la chambre des génératrices établie au dessus des plus hautes eaux sur des piles.

Exploitations hydrauliques urbaines et agricoles.

Chapitre I. Captage de l'eau.

§ 1) généralités. Le captage est l'opération par laquelle on recueille de l'eau à des fins alimentaires, domestiques, industrielles ou agricoles. Les qualités requises par les eaux dépendent de leur usage; elles sont définies dans le cours de chimie industrielle pour les deux usages importants de l'eau potable et de l'alimentation des chaudières. Les traitements destinés à fournir les qualités requises que l'on fait subir aux eaux qui ne les possèdent pas naturellement y sont décrits également. Pour presque tous les usages, les eaux doivent être débarrassées de la majeure partie des matières solides, flottantes ou en suspension, par décantation ou filtrage. Seules les eaux d'irrigation peuvent être chargées de limon parfois fertilisant. La qualité des eaux dépend de leur origine; celle-ci peut donc faire présumer de ces qualités, ainsi qu'on le montre dans le cours d'hydrologie. Après la qualité, un autre point essentiel est la quantité des eaux qui doit être suffisante pour les besoins immédiats et le plus souvent pour un délai d'avenir suffisant. Les quantités disponibles se mesurent par les méthodes hydrométriques exposées dans le cours d'hydraulique appliquée. Mais à cause des variations diverses, les observations doivent, pour être sûres, porter souvent sur un très grand nombre d'années. Lors des études et recherches, on ne dispose généralement pas d'observations suffisantes. Il faut alors s'aider de renseignements recueillis sur place chez les habitants de la région, de renseignements statistiques généraux englobant la région considérée et de renseignements spéciaux éventuels résultant d'études analogues faites dans les régions voisines. On y ajoute le plus possible d'observations hydrométriques effectuées pendant les recherches. Faute de mieux on peut se servir des données générales sur les débits spécifiques, coefficient de ruissellement etc exposés dans le cours d'hydraulique appliquée. On ne possède généralement pas d'autres éléments lorsqu'il s'agit de capter des eaux de ruissellement. Pour les cours d'eau on effectue des jaugeages. Pour les petites sources on effectue des mesures directes. Pour les grandes, on effectue un jaugeage au moyen d'un réservoir n'influençant pas le débit de la source. Pour les eaux souterraines, il faut procéder à des essais de pompage multiples et prolongés. Il faut évidemment

recherche le plus possible des causes pérennes et d'un débit aussi régulier que possible ou susceptible d'être régularisé. En fin un point qui ne doit pas être perdu de vue et dont l'importance économique est considérable, c'est le niveau piézométrique de la prise qui doit être le plus haut possible, en vue de l'adduction et de la distribution par la gravité ou de la réduction du travail d'élevation.

§ 2) Captage des causes de ruissellement. Il peut se faire à ciel

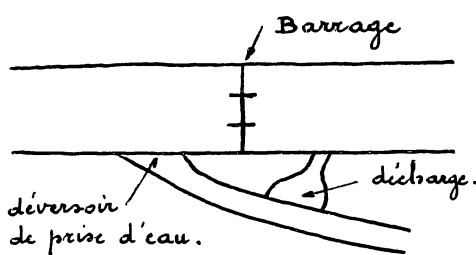
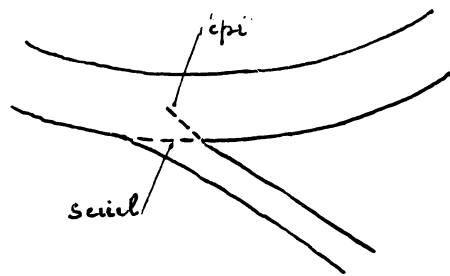
ouvert dans des mares, généralement croupissantes. Des réservoirs étanches fermés et enterrés destinés à recueillir les eaux de pluie s'appellent citernes. Elles sont assez répandues dans certains pays et comportent parfois des filtres importants; parfois on les fait précéder d'un citerneau de décantation. Pour recueillir des quantités d'eau importantes, on établit des barrages de réservoirs, dont l'étude hydraulique est faite dans le cours d'hydraulique fluviale; l'étude des barrages et dispositifs constructifs est faite dans le cours de barrages.

L'eau de ruissellement est généralement peu minéralisée; d'autre part en grande masse, dans les lacs artificiels, la purification spontanée peut se faire par sédimentation, action de la lumière etc.... La décantation est totale, mais le problème de l'engrèvement a été déjà indiqué. Les chasses sont rarement opérantes. Il faut éventuellement procéder au dragage. La quantité d'eau recueillie dépend du bassin versant, de l'altitude, de l'orientation par rapport aux vents dominants, de la nature du terrain etc.. Un réservoir de grande capacité permet la régularisation du débit. Il faut chercher, par des dispositions judicieuses à réduire le prix du m³ emmagasiné autant que possible; ce prix est parfois élevé. Citons pour mémoire le puits aérien Knapen (Revue scientifique du 25 août 1925) destiné à procurer de l'eau dans les régions tropicales par condensation de l'humidité atmosphérique dans de grandes galeries voûtées refroidies par ventilation nocturne.

§ 3) Emprunt aux causes courantes. Nous n'envisageons plus ici le cas du barrage arrêtant le

débit du cours collecteur d'un bassin pour accumuler l'eau dans un réservoir, mais simplement le prélèvement d'un débit partiel par une saignée ou prise d'eau. Plusieurs dispositifs sont possibles selon le but et l'importance de l'installation. Les eaux de qualité se captent à l'amont des villes et aux endroits à courant rapide.

On peut établir une simple saignée dérivant librement un certain débit du cours d'eau. Elle est disposée obliquement vers l'amont; l'angle aigu est protégé contre les affouillements par un ouvrage de protection éventuellement prolongé par un épi. La prise effective de



de préférence dans une rive concave; il y a éventuellement un seuil d'entrée surélevé pour éviter l'engravement. Le débit varie avec le niveau, l'excès de débit est éventuellement renvoyé à la rivière un peu en aval par un déversoir et un canal de décharge.

On peut aussi régler le débit à l'entrée par un barrage déversoir mobile à vannes ou poutrelles ou d'un autre type plus perfectionné.

Enfin on peut aussi établir la prise d'eau en amont d'un barrage fixe ou mobile relevant le plan d'eau de la rivière. Le débit de la dérivation est réglé par des décharges ou le plus souvent par un ouvrage de prise d'eau. Les dispositions les plus complètes de ces ouvrages ont été exposées pour les prises d'eau des usines hydroélectriques. On s'inspirera en tout cas

des mêmes principes, dans une mesure dépendant de l'importance de l'ouvrage.

Les mêmes dispositifs sont applicables aux prises dans les lacs, seulement il n'existe pas alors de danger d'engravement. Mais les caux des bords peuvent être suspects et on préfère souvent les prises en pleine eau par le moyen de tours munis d'orifices obturés par des vannes à divers niveaux. (Voir cours de barrages) Les canaux de prise d'eau sont souterrains (Exemple de la prise d'eau de Cleveland dans le lac Erie à 8 Km de la rive - Voir Z.V. d. I 13-2-28) On effectue aussi des prises d'eau en rivière ou dans des lacs par le moyen de conduites aspirantes.

On les termine par des crepines ou bien on les dispose dans des puits grillagés. Telles sont les prises d'eau de condensation des usines qui se font généralement directement à la rive, dans une chambre bétonnée fermée par des grilles, plus rarement dans une chambre d'eau établie en arrière des berges et reliée à la rivière par un déversoir à vannes réglables protégé par une grille et une cloison légèrement noyée pour arrêter les corps flottants. Pour la qualité de l'eau, il est favorable d'effectuer la prise en plein courant, l'embouchure se trouvant à un niveau suffisant au dessus du fond pour éviter l'engravement et assez bas pour éviter l'émersion en étiage. Le tuyau est posé sous le fond dans une cuvette ou sur des appuis noyés (chânes en bois, dis en béton)

On peut le poser à sec entre batardeaux ou bien draguer la cuvette et y immerger le tube monté à la rive et amené par flottage, comme pour les siphons métalliques. L'embouchure se trouve au dessus du fond et est dirigée vers l'aval; ce résultat est obtenu au moyen de

deux coudes. La prise d'eau est protégée par des grilles et par une charpente en bois formant signal. Un dispositif plus perfectionné consiste à l'établir dans une pile en maçonnerie portant les appareils de manoeuvre des vannes. Dans certains cas (Worms) le tube terminé par une longue crépine, est placé dans le fond sous un massif filtrant de gravier. D'une manière générale, il faut éviter d'aspirer directement dans les conduites noyées; les joints peu étanches peuvent laisser entrer de l'air ou des eaux troubles. On fait aboutir la conduite dans une chambre d'eau à la rive, dans laquelle se fait le puisage après un nouveau passage de l'eau au travers de grilles.

Lorsqu'il faut franchir des digues étanches, pour éviter les déformations et les fuites dans les digues, on établit la conduite en siphon, dont le sommet est relié par des tuyaux de petite section avec l'aspiration des pompes pour conserver l'amorçage (ou bien muni de tout autre dispositif aux mêmes fins) Il faut prévoir la possibilité de chasses dans le tuyau pour le nettoyage.

Les eaux particulièrement pures de certains cours d'eau sont parfois captées en des endroits favorables (près des sources) pour être transportées à grande distance (eau de Boez et de Hogeux en Belgique)

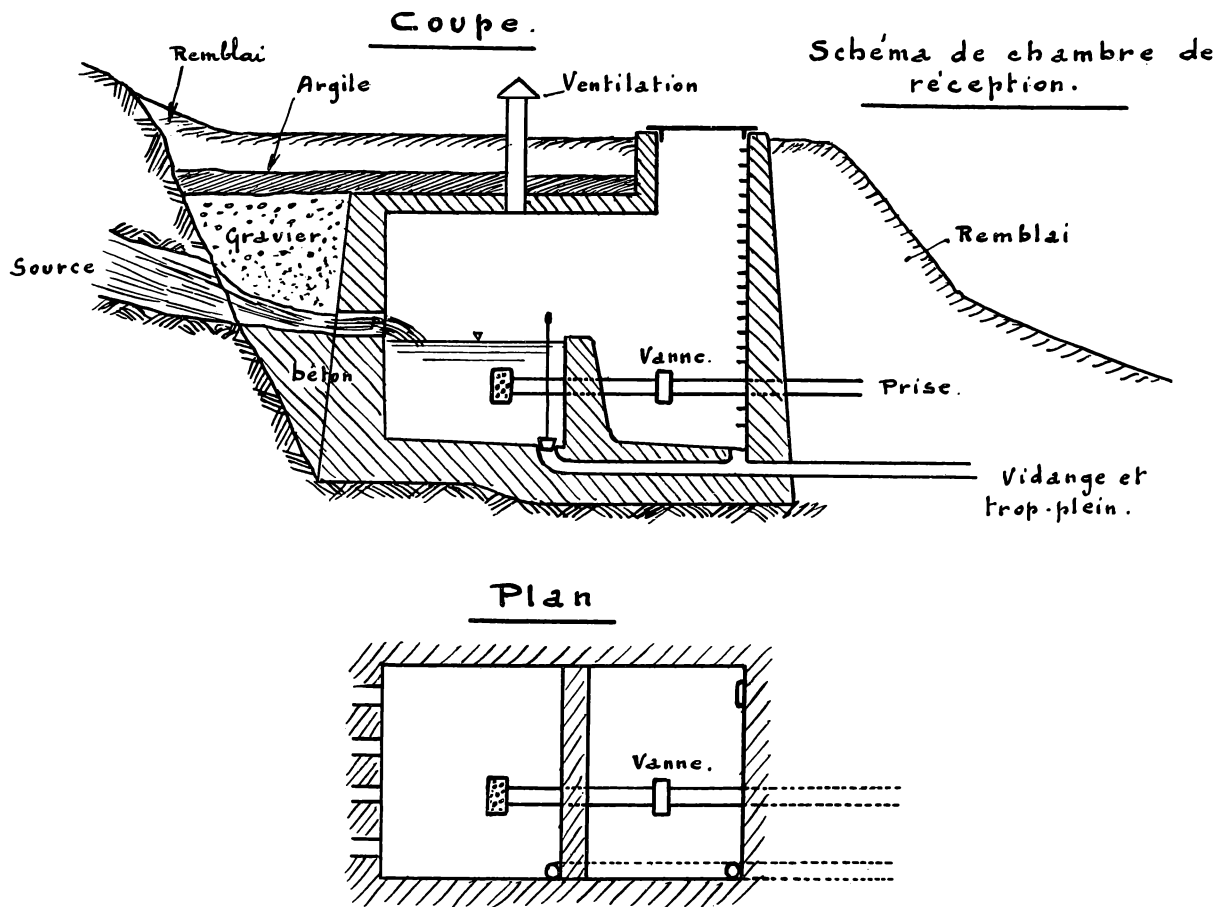
Les usagers d'aval sont ainsi privés, au bénéfice des régions éloignées, d'une partie importante du débit. Dans certains cas, pour respecter des droits acquis et éviter des dommages, on doit restituer en aval de la prise d'eau un débit équivalent à celui qui est prélevé, mais constitué par des eaux étrangères de qualité médiocre (exemple de l'usage de restitution des Ormes, de la ville de Paris, repoulant dans la Voulzie de l'eau de la Seine)

§. Captage des sources. Le captage des sources constitue un des meilleurs moyens de se procurer des eaux

pures, notamment alimentaires, mais elles peuvent être très minéralisées. Le débit des sources proprement dites est souvent faible, très variable et même éphémère. Pour assurer des besoins importants, on peut réunir l'eau de plusieurs sources d'un bassin sourceur ou recueillir les eaux des suintements aux affleurements des couches aquifères. Les dispositifs de captage dépendent de la manière dont est constituée la source. Ils doivent comporter une chambre de réception contenant un bassin éventuellement divisé en deux étages séparés par un déversoir, le bassin supérieur sert à la décantation, les prises d'eau se font dans l'inférieur. La chambre maçonnée ou bétonnée doit être étanche et ventilée. Elle est généralement enterrée, au moins partiellement pour conserver la fraîcheur de l'eau.

L'accès se fait latéralement par des portes, ou verticalement par des puits de visite et des échelles.

Les portes et les couvercles d'accès doivent être étanches pour éviter l'introduction d'eau extérieures. Les chambres de captage doivent être recouvertes d'une chape imperméable étanche en corroi pilonné, les raccords



avec le terrain doivent être de même étanches afin d'empêcher les infiltrations. Il faut assurer le drainage des eaux d'infiltration. Les bassins comportent un tuyau de vidange raccordé aux points bas et permettant des chassés de nettoyage, il recueille également l'eau du diversoir de trop plein. Le tube de prise d'eau, pourvu de vannes, prend l'eau dans le bassin inférieur, de préférence par une tête de crépine. On tient le plan d'eau le plus haut possible dans tous les dispositifs pour combattre l'introduction d'eau extérieure.

Le tuyau de décharge est éventuellement muni d'un clapet automatique empêchant les rentrées d'eau.

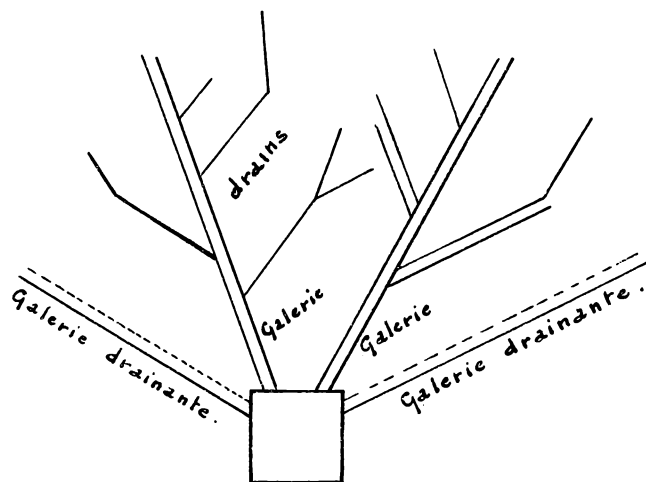
Les sources ascendantes sont simplement recouvertes d'une manière étanche par la chambre de captage, dans laquelle l'eau pénètre en bouillonnant par le fond non revêtu du bassin. Eventuellement le bassin est même approfondi en forme de puits à parois perforées.

(Source de la Bouillarde captée par Belgrand dans la vallée de la Vanne)
Dans certains cas, par souci d'hygiène ou bien pour des eaux minérales,

on descend les puits à plusieurs mètres de profondeur dans les terrains aquifères ou à diaclases.

Les sources latérales vives déversent dans un bassin maçonné, soit directement ou de préférence à travers un filtre de gravier par des barbacanes percées dans la paroi de fond de la chambre. Le massif de gravier est recouvert du toit ou au moins de la chape étanche.

Il y a souvent avantage ou nécessité de recueillir dans une seule chambre différentes sources d'un bassin sourceur; les eaux y sont conduites par des galeries de captage, construites aux dimensions minima exigées par l'exécution, ou bien sur la hauteur de la couche aquifère, totale ou partielle selon les circonstances, si ces galeries sont drainantes. Le type de ces ouvrages est celui d'Armentières, construit par Belgrand dans la vallée de la Vanne (Voir Bechmann, Distribution d'eau, tome I)



Lorsque le débit d'une source latérale est insuffisant, selon la dispositions des couches, on peut augmenter le débit par une galerie drainante bien orientée.

Cette galerie peut être inaccessible et déverser dans un pavillon de captage du type ordinaire, qui dans les petites installations peut n'être qu'un élargissement de la galerie. Dans certains cas (captages dans la vallée de la Vanne par Belgrand)

ces galeries sont accessibles et constituent elles mêmes chambre de réception. La circulation ne doit pas pouvoir polluer l'eau. L'eau y pénètre par le fond ou le bas des parois latérales, qui sont alors percées de barbacanes et entourées de filtres de gravier. En règle générale, les chambres de captage sont ventilées par des tuyaux protégés traversant le plafond.

§ 5) Captage des eaux souterraines profondes par puits.

On peut recueillir l'eau des nappes souterraines immobiles ou en mouvement par des puits descendus depuis la surface jusque dans la nappe et dans lesquels on puise. Si l'eau est sous pression, le puits est artésien et éventuellement jaillissant. Les puits ordinaires en maçonnerie, de section circulaire, sont descendus par bavage sur roues ou construits par travail de mine, en terrain meuble à l'abri de boisages.

Pour les petits diamètres, on emploie des anneaux superposés de béton. Lorsque l'on a atteint la nappe aquifère, on ne peut y descendre le puits de plus de 1 m qu'en épuisant énergiquement. En terrain très perméable (gravier ou diaclases) il suffit que l'eau pénètre par le fond, en terrain

perméable à grains fins, on perce les parois latérales de la base du puits, on protège éventuellement le fond par une couche de gravier pour éviter son agitation sous l'effet de l'aspiration, dont la crépine doit être au moins à 1 m au dessus du fond dans ce cas.

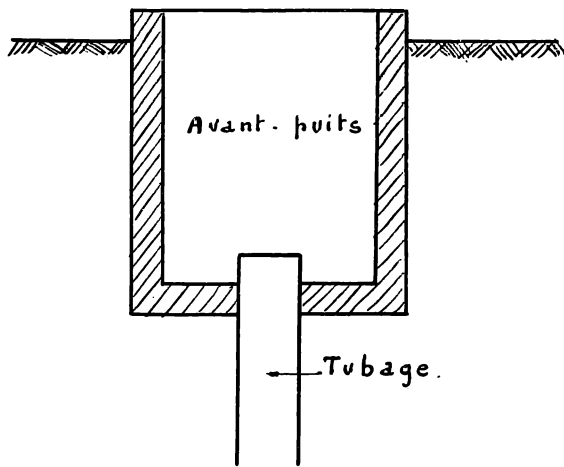
Si le terrain est bouillant, on établit parfois des puits filtrants portant deux parois perforées sur un même rouet. Entre ces parois on établit des couches filtrantes à grain croissant de l'extérieur vers l'intérieur, que l'on peut remplacer en cas de colmatage. Le rouet est aussi rempli de graviers. Les puits sont construits de préférence en pierres siliceuses ou en briques maçonnées au ciment; les calcaires et chaux sont solubles.

Épaisseur des parois maçonnées aux profondeurs moyennes :

$$0,1 d + 0,1 \text{ m. (en m)}$$

À la partie supérieure, (2 ou 3 m) le puits est entouré d'une enveloppe en corroi imperméable pilonné de 0,30 à 0,50 m; le terrain naturel reçoit un revêtement étanche aux bords immédiats du puits. On établit une margelle d'au moins 30 cm et le puits est recouvert d'un pavillon ou d'un couvercle étanche.

Les puits en maçonnerie s'emploient pour les nappes de faible profondeur, 25 m au maximum. Pour les profondeurs supérieures et en cas de terrain très ébouleux, on emploie les puits forés et tubés, qui conviennent aussi pour les nappes artésiennes, parce que le travail se fait hors de l'eau.



On fore dans le sol par les procédés de sondage à sec, un puits tubé d'une manière étanche si le terrain est ébouleux, ou si l'on veut éviter les pertes d'eau dans les couches perméables supérieures ou les mélanges d'eau de la nappe phréatique avec les nappes profondes.

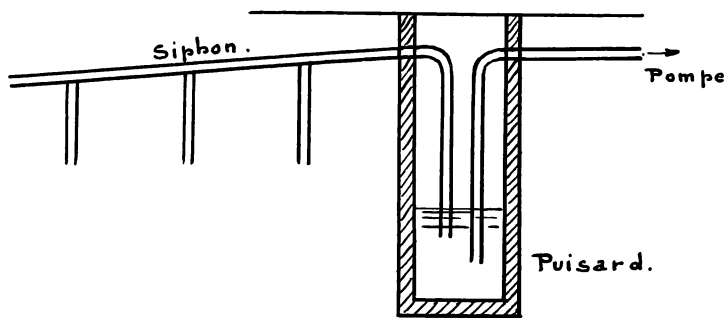
Lorsqu'on atteint la nappe aquifère l'eau s'établit dans le puits au niveau piézométrique de la nappe. Le tube intérieur est un tube perforé; soit foncé le premier ou bien

introduit après fin du forage à un diamètre inférieur, par l'intérieur du tube. Si le terrain est très fin, on garnit ce tube de toile de fil de bronze à fines mailles ou bien on remplit le fond d'un filtre en gravier. On établit parfois des puits tubés filtrants aux faibles profondeurs. On fore un sondage de grand diamètre (jusqu'à 1,5 m), on y descend un tube perforé à la partie inférieure, de 2,5 cm de diamètre, et on remplit le puits de couches cylindriques filtrantes à grain décroissant de l'intérieur vers l'extérieur. Ensuite on retire le tubage

extérieur.

Le tube est généralement recouvert d'un avant puits maçonné étanche et recouvert d'un couvercle étanche. Il contient les supports de la conduite d'aspiration qui plonge dans le tube au niveau voulu et y puise par une crépine. Très souvent, on établit tout un système de puits écartés de distances assez grandes pour ne pas s'influencer, dépendant de la nature des nappes et du terrain (100 m en moyenne). Tous les tubes d'aspiration sont alors généralement branchés sur une conduite mère travaillant en siphon et aboutissant à la station de pompage, souvent automatique pour les petites installations (usines, gares - villages)

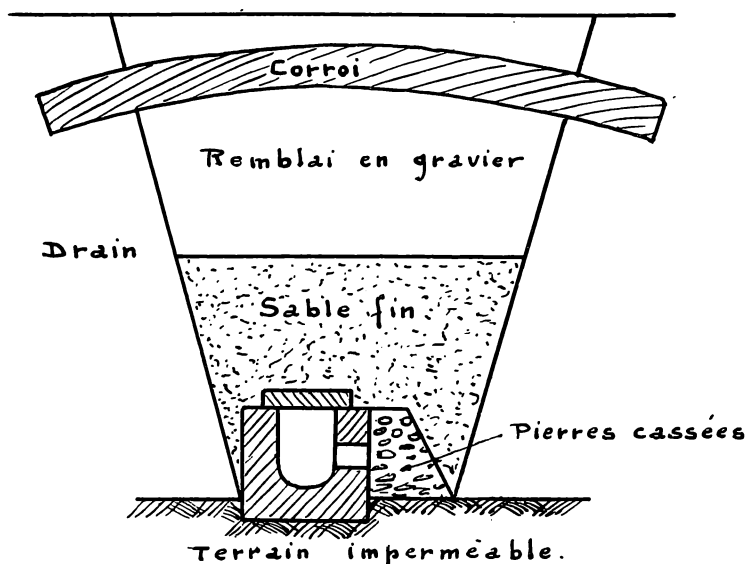
Cette conduite doit être en pente continue depuis la pompe vers les puits. L'air est aspiré au point le plus haut par la pompe à air, de manière à éviter les désamorçages. Une telle conduite est placée le plus haut possible, en général hors de la nappe aquifère. La pose et l'entretien sont facilités. La séparation de l'air est favorisée par la dépression du siphon. Le siphon aboutit dans



le puisard; sa longueur peut être grande, car il n'y a pas d'autres pertes de charge que le frottement. (jusqu'à 1800 m)

Pour les petites profondeurs en terrain meuble, le forage se fait par vissage ou lamage. On peut battre des puits abyssiniens à la sonnette

jusqu'à 50 à 60 m de profondeur. En terrain variable et compact, on emploie les procédés de sondage rotatif et percuteur.



Le captage des nappes artésiennes jaillissantes peut être très difficile. D'abord le jaillissement ne se produit que si l'orifice du puits est plus bas que toute émergence naturelle au voisinage et que si le lieu de pénétration des eaux est plus élevé que l'orifice du puits. En outre, il faut que l'eau ne puisse communiquer avec une couche supérieure perméable sans pression

où l'eau s'échappe. Il faut donc un ⁴⁴ tubage étanche. La construction des puits aériens jaillissants peut donner lieu à de nombreuses difficultés; éboulements, obstructions etc..

§ 6) Captage des eaux souterraines par galeries drainantes.

Le captage des eaux de la nappe phréatique peut se faire en les arrêtant par un barrage imperméable en argile ou corroi descendu jusque sur le fond imperméable; on constitue ainsi un réservoir souterrain dont on peut recueillir l'eau par un tuyau traversant le barrage.

On crée en somme une source artificielle en exhaussant le niveau de l'eau. Le plus souvent on descend sur le fond imperméable des drains en faible pente, éventuellement multiples et reliés à des collecteurs. La disposition des drains et leur distance dépend de l'allure de la nappe, de son alimentation et de la perméabilité du terrain.

En principe, chacun d'eux agit comme une tranchée filtrante.

Pour les construire on creuse une tranchée à profondeur voulue et on y établit un drain. En terrain non mobile, on peut le constituer en pierres sèches réservant entre elles un conduit analogue à un dalot. On l'entoure d'un filtre de gravier ou de sable.

En terrain plus mobile, on dispose des tuyaux de ciment, de poterie ou métalliques perforés, entourés de filtres en gravier ou gros sable. On recouvre ce dispositif d'une chape étanche en corroi imperméable ou en béton, dont la surface supérieure est profilée en cuvette pour recevoir les eaux d'infiltration qui sont évacuées aux endroits favorables. On achève le remplissage en terres ordinaires.

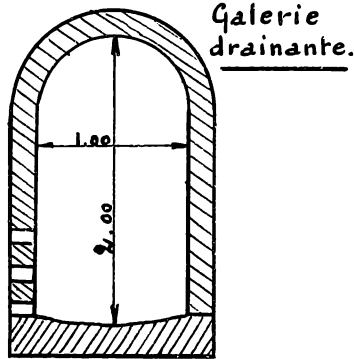
Pour l'examen et le nettoyage des tuyaux, on dispose de distance en distance des puits de visite étanches en béton ou maçonnerie, munis d'échelles et fermés par des couvercles étanches. Le fond constitue un puitsard.

À plus grande profondeur on établit, soit dans la nappe phréatique soit dans des nappes profondes, en bordure des affleurements ou à partir des affleurements dans le flanc des collines, des galeries captantes, qui peuvent être constituées comme les précédentes si la nappe reposant sur le fond imperméable est peu épaisse.

La partie drainante doit avoir au moins la hauteur de la nappe. Le bourrage au dessus de la chape imperméable se fait en blocages.

Par contre, on rendra toute la galerie drainante en la remplissant de gravier et de blocage, si le terrain supérieur est imperméable et si la nappe est assez épaisse. Il est encore préférable de laisser la galerie libre et de la revêtir en maçonnerie ou en béton, avec ou sans radier et avec ou sans banquettes de circulation. On perce les parois, éventuellement du côté seulement d'où vient l'afflux d'eau, que l'on peut

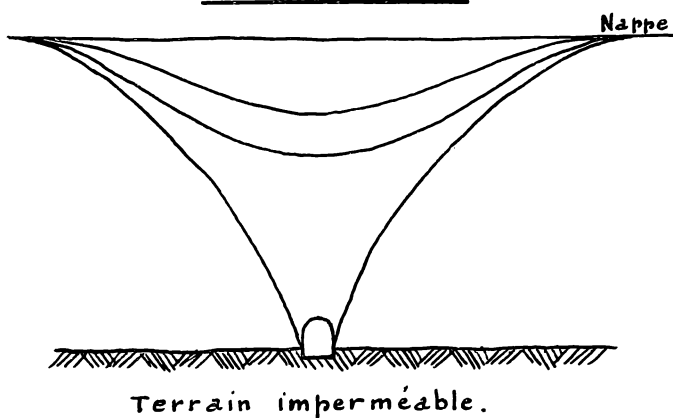
arrêter au bénéfice de la galerie captante en augmentant la charge par l'établissement d'un masque imperméable en corroi au dessus de la galerie. Les drains et galeries captantes seront autant que possible normale à la direction du mouvement de la nappe souterraine.



La forme des galeries est celles des petits aqueducs à pieds droits et voutés en plein cintre ou à voûte elliptique ou parabolique, ou bien ovoïdes ou mêmes circulaires (biton). Comme dimensions, la hauteur doit être d'au moins 1,80 m pour permettre la circulation et elle est éventuellement un peu supérieure si la nappe est épaisse. La largeur ne doit pas être trop grande; elle doit permettre la circulation et l'écoulement du débit.

Elle est sans influence sur le débit capté; qui dépend uniquement de la longueur de la galerie. Ces galeries doivent être éventuellement protégées contre l'accès des eaux extérieures, par exemple les exues d'un cours d'eau, par des crans étanches en corroi. Il faut craindre le colmatage des filtres ou du terrain environnant et l'appauvrissement de la

Effet d'un serrement



nappe, qui tous deux réduisent à la longue le débit des galeries.

Il faut donc limiter les vitesses et éviter les écoulements inutiles.

A cet effet on dispose dans les galeries des ouvrages d'obturation réglables, appelés serrements, permettant de mettre hors circuit certaines sections et de constituer ainsi des réserves souterraines.

Ces galeries sont accessibles par les extrémités et éventuellement

par des puits intermédiaires.

Les galeries drainantes et captantes débouchent dans des collecteurs et des châteaux d'eau, qui peuvent devenir importants et constituer de vrais réservoirs, comportant l'appareillage correspondant; vannes, déversoirs etc...

§ 7) Captage dans les alluvions des cours d'eau.

Au lieu de capter dans les cours d'eau directement, on a songé pour l'alimentation à puiser dans les alluvions voisines des cours d'eau.

La question de l'origine des eaux puisées a été longtemps controversée et peut être complexe. On pensait tout d'abord tirer de l'eau de la

rivière, mais ayant subi une filtration naturelle dans les alluvions. Si l'épuisement est assez modéré pour que le niveau piézométrique ne soit pas abaissé sous le niveau de la rivière, c'est de l'eau souterraine descendant des versants de la vallée que l'on recueille, présentant des caractéristiques très différentes de l'eau de rivière. Si l'on épuise sous ce niveau, la zone d'influence du captage peut s'étendre à la rivière, dont l'eau peut s'introduire dans le puits si les rives ne sont pas colmatées, ce qui se produit parfois. Le colmatage peut d'ailleurs être subséquent à la filtration.

En temps de crue, le niveau de la nappe s'élève; le cours d'eau débite dans la nappe qui se relève par l'aval en réduisant le débit d'amont, donc la pente de la nappe. Après la décrue, le phénomène peut se propager encore d'aval en amont à cause de la lenteur des phénomènes de filtration. Cependant, il n'est pas certain que le captage soit influencé; cela dépend des distances, de la perméabilité et des circonstances hydrauliques.

La question peut s'étudier en régime permanent ou variable par les lois de la filtration. Il faut en tout cas établir les puits et galeries à distance suffisante du fleuve pour réduire les vitesses, afin d'obtenir une réelle filtration et d'éviter le colmatage.

On peut opérer par puits ou galeries drainantes. Les galeries sont plus coûteuses, se colmatent plus facilement et n'ont souvent pas un rendement supérieur aux puits. Il est généralement préférable d'établir des puits multiples réunis par un collecteur forcé ou en siphon; ils se prêtent mieux aux variations de niveau de la nappe.

Dans certaines régions très industrielles et très peuplées, le prélèvement d'eau des rivières après filtration naturelle dans les alluvions est souvent la seule possibilité. Ainsi en Westphalie on a utilisé en 1925, 520 millions de m^3 d'eau de la Ruhr. Les puits sont à 50 m de la berge, mais par suite du fort débit prélevé qui atteint 70 et même 80.000 m^3 par jour par km de berge, l'eau puisée vient réellement de la rivière.

Pour soutenir le débit et la nappe en étiage, on a construit plusieurs réservoirs régulateurs au moyen de barrages. Le plus grand réservoir est celui de la Möhne près de Soest (134.000.000 m^3)

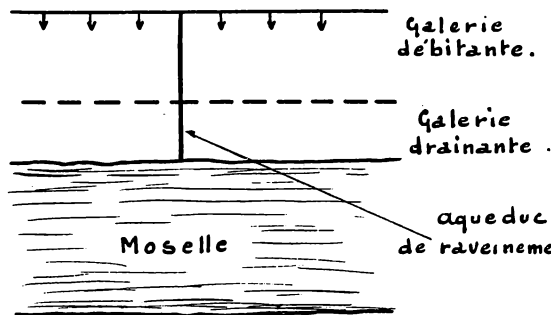
En étiage, ces réservoirs permettent d'ajouter jusqu'à 7 $m^3/''$ au débit. Les berges se composent d'argile reposant sur 4 à 9 m de gravier perméable surmontant un bed-rock imperméable. Les captages se sont développés à tel point qu'il a fallu accroître artificiellement l'infiltration au moyen de bassins latéraux, à fond de sable, en communication avec la Ruhr. On en a créé au total 1/3 km^2 .

Le développement incessant de la consommation a fait prendre des dispositions en vue de puiser prochainement dans les alluvions du Rhin.

à noter que la Ruhr reçoit les eaux d'égoût de certaines communes, peu nombreuses toutefois, après décantation et épuration.

L'opération de l'enrichissement d'une nappe souterraine insuffisante ou en étiage s'est faite fréquemment et dans des circonstances diverses.

Elle a reçu récemment le nom de "ravinement". (Voir étude de M^lr Santénac sur l'alimentation en eau de Florence A.P.C. 1927. fasc. III)



On creuse des canaux ou bassins à fond filtrant ou des rigoles servies d'irrigation de terrain perméable. L'eau peut être amenée parfois d'assez loin, par gravité ou par refoulement et provient généralement d'un cours d'eau assez important.

Il faut pouvoir réaliser une filtration satisfaisante des eaux additionnelles et observer la qualité des eaux souterraines recueillies

Ce ravinement peut même se faire par une galerie débitante en amont de la galerie drainante (Nancy)

Chapitre II. Adduction des eaux.

§ 1) Généralités. On réserve généralement le nom d'adduction au transport des eaux par la gravité; le transport mécanique par pompage lorsque l'effet de la pesanteur est antagoniste se désigne généralement par élévation. Les deux systèmes peuvent être combinés.

Il est fréquent qu'au lieu de refouler l'eau à grande distance, on l'élève de préférence verticalement dans un réservoir, d'où elle peut s'écouler alors par la gravité vers des points éloignés.

L'adduction peut se faire à ciel ouvert, c'est à dire à la pression atmosphérique sous l'effet de la pente du canal, le dispositif d'adduction porte le nom général d'aqueduc. Un aqueduc comporte des parties à ciel ouvert ou dérivations, des tunnels et des parties enterrées qui constituent les aqueducs proprement dits.

L'adduction peut se faire sous pression dans les conduites forcées, qui débitent nécessairement à section pleine, sous l'effet de la charge motrice.

Ces conduites portent le nom de siphon lorsqu'elles présentent des changements de sens de pente, c'est à dire des points hauts et des points bas.

L'adduction par aqueduc exige une pente continue; elle ne peut donc s'adapter au profil du terrain. Lorsqu'il y a accidents de pente, la conduite forcée présente l'avantage d'en être, en principe, indépendante.

§ 2) Dérivations. Ce sont des canaux à ciel ouvert servant en ordre principal à écouler certains débits, bien qu'il arrive qu'on y

autorise accessoirement la navigation (certains canaux d'irrigation, d'aménage ou d'évacuation) (canal d'irrigation dérivé du Gange, canal de l'Oureq).

Ces canaux peuvent admettre de l'eau en vue d'irrigations, d'alimentation de canaux de navigation, d'aménage d'eau aux usines hydroélectriques etc.

Tout à fait analogues comme construction sinon comme fonctions sont les canaux de drainage et les canaux de dérivation de crues.

Les principes de construction sont très analogues à ceux des canaux de navigation. La question des pertes et des étanchements est importante; elle dépend de la nature du terrain et du niveau de la nappe phréatique.

Généralement moins longs que les canaux de navigation, ils peuvent atteindre un développement important dans certains cas.

Le tracé est généralement conditionné par la condition du plus court chemin et de la moindre chute, surtout s'il s'agit de houille blanche.

Par conséquent les parties en tunnel et en aqueduc seront fréquentes si le terrain est accidenté. Ces sections spéciales ne présentent d'ailleurs pas les mêmes inconvénients que dans les canaux de navigation.

En terrain accidenté, le tracé d'une dérivation libre peut être compliqué. Lorsque les eaux descendent d'une région élevée vers une plaine basse, on doit nécessairement adopter un profil en long se rapprochant de celui d'un cours d'eau naturel. Mais dans les régions à fortes pentes, pour éviter les vitesses excessives, on établit le profil en sections à pentes réduites séparées par des chutes maçonnées.

La section se détermine essentiellement par des considérations d'hydraulique; elle dépend du débit à évacuer et des vitesses admissibles, ce qui détermine aussi la pente. La vitesse dépend uniquement de la nature du sol ou du revêtement.

Les vitesses limites de fond sont

0,30 à 0,40 m/"	pour le sable
0,50 à 0,70 m/"	pour le gravier fin.
0,70 à 0,90 m/"	pour le gravier moyen.
0,90 à 1,20 m/"	pour les galets.
jusqu'à 2,50 et 3,00 m/"	pour le rocher.

En terrain assez tendre, les faibles vitesses limites exigent de grandes sections.

Il est généralement économique de prendre une plus petite section entièrement revêtue de matériaux durs, généralement de béton, autorisant une vitesse moyenne de 2 à 3 m/". Ce revêtement a l'avantage d'empêcher la croissance des plantes aquatiques. On évitera des vitesses inférieures à 0,35 m/" pour éviter le dépôt et la croissance des herbes.

Lorsque les pentes de fond sont faibles, il faut des nivellements très précis.

La pente du grand aqueduc apulien (290 km) varie de 0,25 à 0,4 ‰ pour un débit décroissant d'amont en aval de 6,3 à 2,3 m³/seconde.

La vitesse de l'eau est de 1 à 1,25 m/seconde. Sur les ponts, la pente est de 0,5 ‰, la vitesse de 1,5 m/seconde.

En terrain meuble, en principe, la section d'équilibre est parabolique. Comme on adopte des revêtements, on y substitue presque toujours le profil trapézoïde, plus simple et plus économique. Il y a évidemment intérêt à désabler le plus possible avant d'admettre l'eau dans le canal, pour éviter les dépôts si les vitesses peuvent être faible, pour réduire l'érosion et augmenter la limite de vitesse si l'on a affaire à un canal revêtu.

Le désablage est particulièrement important pour les sections en conduite, galerie ou tunnel, parce que les réparations de revêtements ou d'enduits sont difficiles et coûteuses, il faut donc réduire l'usure le plus possible.

Il s'effectue par des bassins de décantation analogues à ceux décrits au chapitre III de la 1^{ère} section.

La configuration variable du terrain exige le plus souvent des changements de sections. Il y a cependant intérêt à réduire le nombre de types de sections. Les raccordements de sections différentes devront toujours être progressifs.

Les canaux à gros débits sont généralement en plaine, donc dans des terrains d'alluvion meubles. La vitesse est réduite et la section considérable. Il en résulte aussi une faible pente, ce qui est généralement avantageux pour l'exploitation, les gros débits correspondant aux faibles chutes. Théoriquement le trapézoïde circonscrit à un demi-cercle à diamètre horizontal confondu avec le plan d'eau est le plus avantageux, mais cette section donne une trop grande profondeur et des talus trop développés. Pour un débit donné, la section minimum est obtenue par $\frac{1}{2}$ hexagone, $\frac{1}{2}$ polygone régulier ou $\frac{1}{2}$ cercle. Ces sections exigeraient des revêtements importants et coûteux. On préfère donc généralement une section plus large et moins profonde avec des talus non ou peu revêtus, inclinés de $2/1$ à $3/1$ ou revêtus de perris ou de béton et inclinés à 45° . (Voir coupe du canal de Wangen sur l'Aar en Suisse)

Cependant certaines circonstances peuvent faire préférer un revêtement complet, généralement en béton, par exemple la nécessité d'étanchement comportant, le prix élevé des terrains et des terrassements etc; également si la chute plus importante permet une pente plus forte et une moindre section.

La section se rapproche alors de la section minimum.

Dans un canal construit près du Niagara à Chippewa-Queenston, on a même établi une cunette en béton dans du remblai, mais après un tassement de plusieurs années des remblais de nature rocheux.

Pour les débits faibles et moyens, la section se rapproche généralement du trapézoïde isocèle, du cercle, du triangle ou du rectangle.

Si le frottement doit être réduit (usines hydroélectriques), la section est généralement revêtue de béton. Il se pose un problème économique dans lequel on doit tenir compte du prix des terrassements, du prix des revêtements, des installations de désablage et de la perte d'énergie.

En tunnel dans le roc, on peut adopter des sections grossières, carrés ou arrondis. Un enduit bétonné, à la gunité par exemple, est cependant recommandable. Plus le terrain est meuble, plus la section devra se rapprocher de celle des tunnels ovoïdes ou voûtés; en mauvais terrain la section circulaire s'impose. (Il n'est ici question que de canaux à veine libre, non à conduites sous pression)

Lorsque la majeure partie du canal est en tunnel, il arrive qu'on couvre aussi les parties construites à ciel ouvert, le canal est dit couvert ou en galerie.

Dans les sections couvertes, en tunnel ou galerie, on cherche à augmenter v . autant que possible pour réduire la section.

La limite est d'environ 3,00 en service normal, exceptionnellement 4,00 m.

La section en résulte aisément, mais il faut en outre donner une hauteur suffisante pour permettre la circulation d'un homme.

Enfin, les traversées de dépressions ou vallées sont fréquentes; elles se font actuellement par des aqueducs principalement en béton armé.

Les parois latérales forment poutres principales; le canal est souvent couvert, surtout pour les petites sections. Il repose sur des palés en béton armé à espacement régulier.

Coutefois, certains aqueducs franchissent aussi les vallées par des constructions de grande portée (aqueduc de l'Eau noire à Chatillard Schw. Bâze)

On a construit anciennement, surtout en maçonnerie et parfois en métal, des aqueducs remarquables (Voir Beckmann, distributions d'eau, tome I) La grande conduite d'Apulie comporte plusieurs aqueducs voûtés en maçonnerie (portée de 10 à 12 m, une arche de 20 m)

Le canal fermé en béton riche est indépendant de la maçonnerie des arches; il en est séparé par des joints de bitume. Le canal n'a pas de joints, il a été bétonné par temps froid. L'isolement latéral se fait par des briques creuses, au dessus par une couche de terre servant de chemin de circulation. Ces ouvrages sont soigneusement drainés.

Les aqueducs en béton sont des caissons rectangulaires résistants comme poutres droites continues à plusieurs travées de 20 m, sur appuis à rouleaux métalliques. Les points flexibles d'extrémité sont en tôle de cuivre rouge. L'isolement latéral et supérieur se fait par chambre d'air; chaque aqueduc porte un chemin de circulation. Pour de petites installations ou des constructions provisoires, on emploie aussi des aqueducs en bois, en planches jointives calfatées et braquées, fortement serrées dans des cadres en bois portés par des semelles ou palés.

Les petits fossés franchissent souvent des dépressions de peu d'étendue par le moyen de rigoles en tôle.

Monsieur Kocklin cite le cas spécial d'un canal contigu à un cours d'eau (canal de Wangen continu à l'Adar) dont il est séparé

par un mur. La construction de ce mur, surtout sa fondation doit être particulièrement soignée pour prévenir des affouillements, tant sous l'effet du courant que des sous-pressions du canal vers le cours d'eau.

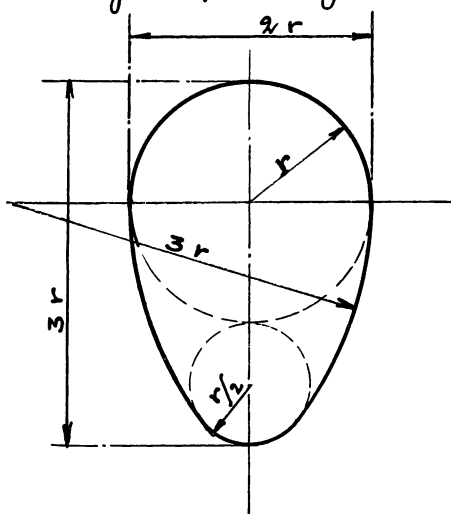
Le mur est fondé profondément et est protégé du côté de la rivière par une puissante contre-digue percée. Cette construction actuelle a été substituée à un mur reconnu insuffisant.

Pour l'entretien et l'exploitation, il est bon de prévoir un chemin de largeur suffisante pour l'accès des véhicules sur toute la partie à ciel ouvert du canal.

§ 3) Conduites fermées. Ces conduites présentent de multiples avantages. Elles s'imposent notamment pour l'adduction des eaux alimentaires, qu'elles protègent de la contamination et dont elles conservent la fraîcheur. Une couverture de terre de 0,80 à 1,00 dans nos régions et de 2,00 dans les pays froids ou chauds suffit pour protéger la conduite des variations de température.

Les parties de l'aqueduc apulien construites au dessus du sol ont été recouvertes d'un remblai recouvert d'une carapace de béton.

Elles s'emploient aussi pour les eaux d'égouts, tout au moins dans les quartiers habités, pour des raisons d'hygiène publique. Les conduites fermées ont un profil en long moins dépendant de celui de la surface du sol que les dérivations; elles peuvent même être exécutées souterrainement en galerie. Elles ne restreignent pas l'usage de la surface du sol et n'obligent pas toujours l'acquisition du terrain. L'enfouissement de



canalisations peut en effet être l'objet de servitude ou mieux, de l'achat de la propriété du sous-sol. Les qualités des eaux ne sont généralement pas altérées par des conduites bien établies; les eaux incrustantes recouvrent rapidement les parois de dépôts qui suppriment tout contact direct avec l'eau.

Enfin, les conduites fermées peuvent être mises en charge (conduites forcées)

Anciennement on employait les sections rectangulaires, le plus souvent voûtées. Ces formes peu avantageuses sont généralement abandonnées

à l'heure actuelle. On emploie surtout la section circulaire ou la section ovoïde, dont les proportions normales sont figurées au croquis ci-contre.

Les avantages de l'ovoïde sont de permettre une circulation facile pour une moindre section (La hauteur minimum pour permettre la circulation debout est 1,80 m environ. On considère qu'un gamin peut encore passer dans un tuyau de 0,40 m, mais cette opération est très dangereuse; il n'est pas prudent de faire pénétrer dans un tuyau de moins de 1 m) et d'écouter

les faibles débits sous une plus forte épaisseur, donc avec une moindre tendance à l'invasement. Ceci est surtout avantageuse pour les égouts.

L'exécution en briques, dans une fouille étroite, généralement blindée, est assez facile. L'exécution en béton est moins simple. On cherche le plus possible à constituer les conduites de tronçons confectionnés d'avance, par exemple en béton. La forme circulaire est plus simple à mouler et la pose est plus facile. On a fait les "ovoïdes moulés" d'avance en 2 pièces (cuvette et voûte), mais on multiplie ainsi les joints qui constituent précisément le point faible du système et diminuent la résistance. Les tuyaux circulaires en béton peuvent être armés ou non. On les moule verticalement à la manière ordinaire (démoulage, éventuellement vibratoire) ou par centrifugation.

On peut aussi les confectionner horizontalement par centrifugation. L'étanchéité s'obtient par enduit interne de ciment, de silicate de soude, de goudron etc.. Dans les tuyaux Bonna pour fortes pressions, le béton contient une chemise soudée en tôle mince d'acier; le tuyau est centrifugé.

La question des joints est délicate. Le plus souvent les joints sont à emboîtement, ou bien à manchon extérieur, moulé en place ou confectionné d'avance. Ce dernier système est recommandable là où des mouvements de terrain sont à craindre (bassin miniers)

Le contact par de simples feuillures est insuffisant et à rejeter. Les joints doivent être lutés par des matériaux plastiques et étanches.

Selon l'importance et les pressions on emploie de l'argile crue, du chanvre tressé, goudronné ou spramercé, de la laine de plomb, du brai de goudron ou de pétrole, souvent additionné de matières fines ou fibreuses: asbeste, amiante, liège etc. Les bitumes naturels ou de pétrole sont surtout recommandables à cause de leur ductilité qui se conserve. Le ciment est à rejeter si la conduite doit pouvoir bouger ou se dilater ou doit pouvoir être démontée.

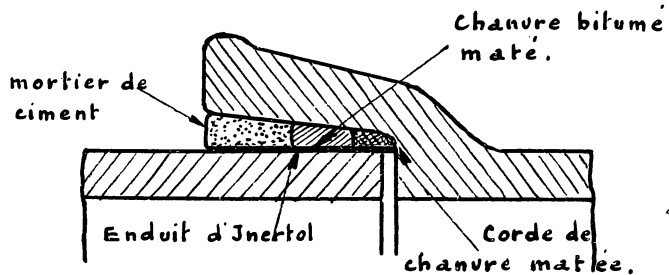
On construit des conduites de béton de 0,10 m jusqu'à 2 m de diamètre en tronçons de 1 à 3 m. Pour les petits diamètres, on emploie aussi des tuyaux en poterie vernissée ou non, à emboîtements. Pour les distributions

d'eau, on emploie surtout des conduites métalliques de grande longueur, en fonte ou acier.

Les joints sont à emboîtement ou à brides. Les conduites en fonte sont les plus anciennes; elles se sont avérées parfaitement résistantes aux corrosions. On leur reproche la fragilité, notamment s'il y a des tassements à

Joint des tuyaux centrifuges

Vianini. (jusqu'à 9 atm)



craindre. Comme elles sont peu longues, il suffirait d'avoir des joints assez élastiques. Les tuyaux en acier sont plus récents, notamment ceux dits sans soudure. Ils sont protégés par un jutage extérieur et par un enduit d'asphalte réalisé par immersion. Ils sont plus longs que les tuyaux de fonte, ont moins de joints et ne sont pas fragiles. On les emploie pour cette raison notamment dans les régions minières. Au point de vue du prix, les deux matériaux peuvent éventuellement être en concurrence mais, toutes choses égales d'ailleurs, la préférence semble devoir être accordée au tuyau de fonte, qui a fait ses preuves et dont la fabrication a fait de grands progrès et donne toute garantie au point de vue des corrosions.

Pour les très grandes sections il faut nécessairement une confection en place. Dans ce cas la forme ronde n'est plus nécessairement la plus facile ni la plus appropriée. On l'emploie cependant pour les conduites forcées qui se font en béton armé, pour résister aux pressions.

La forme circulaire est avantageuse pour la résistance.

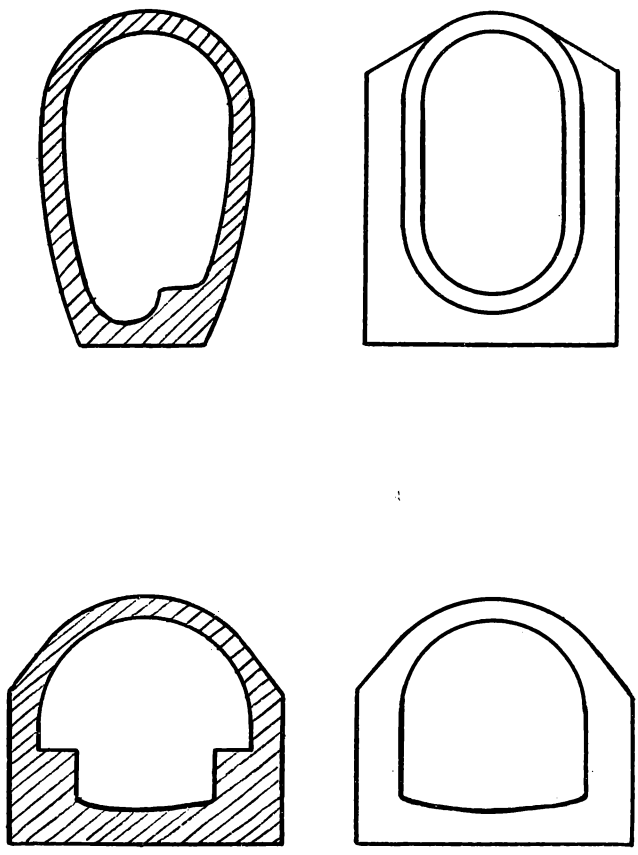
Le moulage est assez complexe. Le fond est constitué par un lit de béton maigre exactement profilé. Le moule intérieur est constitué par mandrin cylindrique mobile. Le moule supérieur est un demi cylindre

mobile également. (Conduite de l'usine de Font de Claire sur le Drac.

Pour les grandes canalisations non forcées ou à faible pression construites en tranchée, éventuellement blindées, mais à vive fouille si possible, on emploie le plus souvent les sections à piedroits, couverts d'une voûte et à radier en voûte renversée. On se rapproche ainsi de l'ovale, éventuellement plus large que haut. La section peut se compliquer par l'établissement de banquettes de circulation et de roulement et de cuvettes d'étiage. Si la section doit être très large et peu haute, elle peut être à plusieurs tubes accolés.

En Allemagne et en Angleterre on emploie assez bien les sections "en queue" à voûte parabolique sur radier en voûte renversée.

A propos de ces ouvrages et de leurs



particularités, je me réfère au chapitre relatif aux aqueducs et ponceaux dans le cours de ponts en maçonnerie.

Actuellement, ces ouvrages se font presque toujours en béton, encore qu'un revêtement intérieur en briques dures soit souvent recommandable.

Il y a un grand inconvénient, celui du retrait qui exige des joints que l'on doit rendre étanches. Pour ces raisons, la bonne maçonnerie de briques au mortier de ciment est encore très recommandable pour les égouts.

En terrain inconsistant, les aqueducs en béton armé conviennent.

Ils sont circulaires, ovoïdes, en gueule, carrés ou rectangulaires. Le principe de leur calcul est exposé dans le cours de béton armé. Le calcul hydraulique des conduites libres se fait par les formules des canaux découverts, par exemple celle de Bazin. Les sections fermées présentent des maxima de vitesses et de débit pour une hauteur d'eau peu inférieure à la hauteur totale de section (Voir cours d'hydraulique générale) D'après une étude de M^{rs} Hubie C.A.P.C 1927, fasc 1), la formule de Bazin concorde bien avec l'expérience, même pour les grands diamètres. A la ville de Paris, on admet $f = 0,12$ pour les aqueducs de 1 à 2,50 m de diamètre.

§ 4) Conduites forcées et siphons. Les conduites forcées à très hautes pressions ne se rencontrent guère que dans les centrales hydroélectriques ou leurs sont analogues; leurs particularités ont été exposées précédemment.

Pour l'adduction des canaux sous des pressions plus faibles, les conditions requises d'étanchéité et de résistance sont plus faciles à réaliser; la fonte et le béton armé peuvent généralement convenir. On emploie aussi en Amérique des conduites en bois, formées de plusieurs couches de douves scriées par un fretage hélicoïdal en fil d'acier. La question des joints est délicate, elle exige surtout du soin, moyennant quoi il n'est pas difficile au moyen des produits cités dans le § précédent d'obtenir des joints résistant jusqu'à 10 atmosphères. Pour l'aqueduc apulien, on a employé le béton armé jusqu'à 3,5 atmosphères; des conduites en acier soudé pour les pressions supérieures.

Les conduites forcées d'adduction présentent souvent des brisures et des renversements de pentes. Elles ne constituent toutefois à proprement parler des siphons que si un point haut s'élève au dessus du niveau piézométrique; il y règne donc une dépression. Ce point haut ne peut toutefois s'élever au dessus de la ligne de charge totale de la conduite.

Le danger des points hauts des siphons est celui du désamorçage par rentrée d'air ou par accumulation d'air occlus dans l'eau.

Les sommets des siphons doivent donc être non seulement étanches mais ils doivent être maintenus en dépression par une pompe.

En tous les points hauts quelconques des conduites forcées il faut disposer

des dispositifs pour l'évacuation de l'air et en tous les points bas des coudes de vidange.

Les siphons du grand aqueduc apulien (Engineering, 24-8-28) ont été pourvus d'évents en tubes verticaux de 0,25 m de diamètre placés dans des tourelles formées par 3 poteaux en béton armé, contreventés par des plateformes triangulaires. Ces tubes sont placés à tous les angles et dépassent le plan de charge; ils sont recouverts de carnes de protection vitrées. La base des tourelles constitue une chambre d'inspection.

On établit aussi parfois des puits d'inspection à fermeture autoclave (aqueduc apulien). Par altération du terme scientifique, on donne le nom de siphon à toute conduite forcée traversant une vallée ou dépression par le bas, à l'inverse d'un aqueduc. La branche inférieure du siphon peut d'ailleurs être constituée par un aqueduc de hauteur moyenne. Mais le plus souvent le siphon est établi sur le fond de la vallée, plus souvent souterrainement et même en dessous du cours d'eau coulant dans le thalweg. Ces ouvrages ont été décrits dans le cours de voies navigables. Lorsqu'ils traversent un torrent, il y a lieu de prendre des précautions spéciales de protection contre les affouillements.

Les tubes sont généralement solidarisisés, par un massif de béton ou des cloisons transversales recouvertes d'une plateforme de protection en béton armé avec paraffouilles frontaux. Les rives sont consolidées par des culées et des murs d'ailes fixant le lit du torrent à l'endroit du passage du siphon. Lorsqu'ils assurent la continuité d'une dérivation à ciel ouvert ou d'une conduite sans pression, la disposition essentielle est celle des têtes d'entrée et de sortie qui doit assurer un bon raccordement, une entrée sans remous ni pertes de charge et permettre le sectionnement par rideaux de poutrelles ou vannes.

Les chambres de mise en charge des siphons de l'aqueduc apulien ont en outre des grilles, des trop plein et des vannes de décharge.

On sait qu'il y a avantage à avoir au moins deux tubes pour ces ouvrages. Les siphons de l'aqueduc apulien sont tous doubles.

Si le débit est très variable et que l'on peut craindre des envasements aux faibles vitesses, on peut faire varier le nombre des tubes en service soit par un réglage manoeuvré ou par des diversoirs latéraux automatiques. Pour les conduites forcées d'eau potable, les siphons peuvent être établis directement dans le sol si les sections sont très grandes et les pressions peu élevées, mais on préfère généralement placer les conduites métalliques dans une galerie étanche et accessible.

Les longues conduites métalliques des siphons peuvent, si elles sont découvertes ou peu protégées, présenter des dilatactions assez sensibles.

Si les joints sont nombreux, il suffit qu'ils soient légèrement élastiques. On a parfois employé des soufflets de dilatation, généralement

en tôle de cuivre rouge, mais ils ne peuvent être efficaces que si les frottements ne sont pas très élevés, ce qui implique la pose de la conduite sur des selles, rouleaux ou chariots en parfait état de fonctionnement.

Le dispositif est donc d'emploi exceptionnel. Certains modes de pose des siphons sous les cours d'eau demandent des joints articulés à rotule. (voir cours de voies navigables) Partout où des tassements sont à craindre, notamment dans les alluvions récentes, dans les mauvais terrains à la jonction des constructions importantes (réservoirs etc) ou en terrain surmontant des exploitations minières, il faut des joints présentant de l'élasticité, surtout permettant les petites rotations.

On emploie notamment les joints Gibault pour les tuyaux en fonte. (Voir Beckmann, distributions d'eau, tome I) ou les joints à rotules. Pour les conduites en béton, le problème des joints est beaucoup plus délicat. Les siphons de l'aqueduc apulien ont été construits en général sans joints, le bétonnage se faisant par temps froid. Après quelques temps de marche en régime, lorsque l'équilibre de température est établi, on a vidé par sections et on a bouché les fissures au moyen de treillis métallique et de ciment. D'une manière générale, la mise en service d'une nouvelle conduite doit toujours être lente, pour réduire les fissures de refroidissement.

Le calcul hydraulique des conduites forcées se fait par les formules de pertes de charges diverses exposées dans le cours d'hydraulique générale. On peut employer les formules de M^r Hansoq. M^r Hubie (A.P.C. fasc. 1927) recommande la formule de M^r Geslain (Ville de Paris)

$$V = (0,96 + 0,24 n) D^{0,75 - 0,10 n} I^{0,50 + 0,05 n} \quad \text{m/sec.}$$

$$n = 1 \text{ parois lisses} \quad n = \frac{2}{3} \text{ fonte neuve} \quad n = \frac{1}{3} \text{ fonte légèrement incrustée.}$$

$$n = 0 \text{ fonte incrustée en service courant.} \quad \text{béton armé.}$$

D est exprimé en m et I en m/Km.

La formule de Williams - Hazen convient bien également, aux aqueducs comme aux conduites forcées.

$$V = 0,0205 C r^{0,63} I^{0,54} \quad (\text{Unités comme ci-dessus})$$

Valeur de C pour le béton armé.

V	0.30	0.50	1m	1,5	2.	2.5	3.0 m/sec.
D =	0.300	1.34	131	122	117	114	112
	0.500	1.35	132	124	119	116	114
	1.	1.38	135	127	123	120	118
	1.50	1.40	138	129	125	122	120
	2	1.43	140	130	126	123	121
	2.50	1.46	143	132	128	125	123
	3	1.49	146	134	130	127	125
	3.50	1.52	149	136	131	128	126

57

Valeurs moyennes de C	{	Conduite en tôle. 90
		" " fonte 100
		" " fer - béton armé 128.

5) Souterrains. Pour être indépendant des accidents topographiques et lorsque le terrain s'y prête, on construit de plus en plus des canaux souterrains d'adduction. Les conditions de construction sont les mêmes que pour les canaux souterrains d'amenée d'eau aux usines hydroélectriques (voir chapitre III 1^{re} section)

En bon terrain rocheux, on peut conserver un profil de galerie si l'écoulement est libre. S'il est forcé, on préfère la section circulaire.

Les travaux d'étanchement et de revêtement dépendent des circonstances: pression, perméabilité de la roche, puissance etc... On emploie le ciment, injecté ou mis en place par l'air comprimé.

Dans les vallées rocheuses, on peut construire des siphons en tunnel.

Les dimensions minime des souterrains sont 0,80 x 1,80 m; ces ouvrages conviennent surtout pour les gros débits. Parfois on pose des conduites en souterrain, notamment sous les voies de communication (routes - chemins de fer) et sous les cours d'eau (siphons)

6) Ouvrages accessoires. Ces ouvrages comportent surtout des dispositifs d'accès et d'inspection. Pour les conduites libres

ce sont des regards ou puits de visite, puits circulaires ou carrés placés au dessus ou latéralement à la conduite et permettant d'y descendre par une échelle. Ils sont fermés par un couvercle qui doit être à occlusion hydraulique si l'étanchéité est nécessaire (égouts)

Pour éviter la contamination des galeries d'adduction d'eau, il est préférable de surmonter les puits d'un pavillon couvert, fermé par une porte étanche à seuil surélevé, éclairé et aéré par des baies élevées.

Ces regards de visite ne sont nécessaires que pour les conduites visitables.

Leur importance et leur écartement dépend des dimensions de la conduite.

Pour les conduites non visitables, il est bon de prévoir à des distances assez rapprochées (100 m par exemple) des regards d'inspection permettant l'examen des conduites au moyen du miroir et de la lampe.

Pour les conduites susceptibles d'être en charge à certains moments, les puits doivent recevoir éventuellement une fermeture étanche et résistante, généralement des taques boulonnées. Dans les conduites forcées ou siphons l'accès éventuel se fait par les têtes ou des trous d'hommes boulonnés.

Ces dispositifs peuvent éventuellement assurer la ventilation des conduites non forcées, sauf en cas de fermeture étanche aux émanations (égouts)

Il faut alors broncher sur les regards des cheminées assez élevées pour diviser les émanations assez haut dans l'atmosphère pour qu'elles soient imperceptibles. Ces événements se placent aux points hauts.

Pour les conduites forcées, ils sont libres si le niveau piézométrique n'est pas trop élevé, sinon on peut placer des remblards. Certaines conduites comportent des déversoirs évacuant les débits excessifs en évitant la mise en pression des conduites. Ils peuvent être libres ou réglés par des vannes, notamment pour permettre la vidange complète par des organes de décharge.

Pour éviter des pertes d'eau en cas de décharge, on peut prévoir dans les longues canalisation des ouvrages de sectionnement.

On trouve généralement des bords de vidange aux points bas, éventuellement avec pompes. Enfin notons un dispositif assez spécial mais intéressant pour les siphons à forte charge, celui du tube de remplissage du siphon, de très faible diamètre, analogue au by-pass des conduites forcées d'usines hydroélectriques.

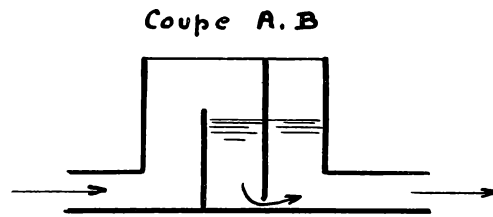
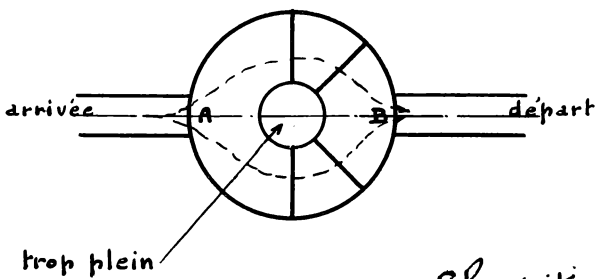
Pour protéger les longs siphons contre les coups de belier, on peut les diviser en plusieurs branches courtes à pression statique par des réservoirs de passage à déversoirs établis au niveau piézométrique.

Ces réservoirs peuvent d'ailleurs servir de départ à des branchements (aqueduc apulien, Engineering 7 décembre 1928)

Les tuyaux de décharge des trop-pleins sont pourvus d'amortisseurs. Lorsque le profil est très accidenté, on peut établir des chutes dans la conduite et en récupérer l'énergie par des turbines.

Lorsque cette disposition n'est pas possible, on peut établir de distance en distance des chambres de diversement, qui correspondent à des faibles chutes et à dissipation assez faibles d'énergie par tourbillonnement. Pour produire de plus fortes diminution de charge, on peut mettre plusieurs chambres en série et y faire arriver l'eau par des tubes perforés.

(Engineering 7.12.28)



Chapitre III Élévation de l'eau.

1) généralités Le développement du machinisme et de transport de l'énergie à distance a permis un des progrès les plus marqués de l'hydraulique, relatif à l'élévation mécanique de l'eau. L'alimentation d'eau des grandes agglomérations, le drainage des polders, l'assainissement des parties basses des villes, la protection contre les inondations, l'alimentation des canaux etc... entraînent actuellement la

construction d'usines élévatoires de grande puissance. C'est ainsi que l'on a imaginé le projet de pompes de $68,8 \text{ m}^3$ par seconde pour la dérivation des eaux de la Seine en aval de Paris, en temps de crue, pour protéger la ville des inondations. Le cube total étant de $825 \text{ m}^3/\text{s}$ et la hauteur manométrique totale 20 m , il faudrait 12 pompes et une puissance totale de 300 000 C.V. (Voir aussi Génie Civil, 30 mars 1929)

Une réalisation gigantesque sera celle des stations de pompage pour l'assèchement du Zuiderzee qui est entreprise. En Italie, dans le bassin endigué du Gô, en Égypte pour les irrigations on trouve d'importantes stations de pompage.

L'assainissement de l'agglomération industrielle du bassin de Liège aux époques de crues de la Meuse exige des usines de refoulement importantes. Nous n'étudierons pas les questions relatives à la force motrice, au choix des machines élévatoires et aux dimensions des conduites de refoulement, exposés dans d'autres cours.

Les usines élévatoires assurant généralement d'indispensables services publics ou industriels, la sécurité doit être grande.

Il faut donc non seulement une réserve de pompes, d'au moins 25%, mais une réserve intégrale de force motrice: par exemple, raccordement au réseau électrique et centrale électrique propre, à vapeur ou à moteurs Diesel, de secours. Ou bien, raccordement à divers réseaux électriques ou à un réseau de centrales interconnectées, avec plusieurs lignes d'alimentation. L'emploi de l'énergie électrique est le plus commode.

Le courant continu présente de grands avantages, mais le courant triphasé peut convenir, la variation du débit étant réalisée par une marche intermittente à commande éventuellement automatique.

La pompe peut ainsi tourner à vitesse constante. Les moteurs asynchrones permettent les démarrages en charge, le couple initial est d'ailleurs faible.

Les pompes les plus employées sont les pompes centrifuges, à cause de leur simplicité, de leur faible encombrement et de leur entretien facile.

Celles à larges ouïes conviennent bien pour les eaux d'égoûts ou limoneuses.

L'accès de la roue est facile pour les nettoyages ou réparations.

Ces pompes sont aujourd'hui bien mises au point et fabriquées en grand nombre. Elles conviennent pour tous les services, d'après la vitesse et le nombre de roues (pompes multicellulaires pour grandes hauteurs manométriques)

Pour les petites installations ou bien lorsque l'on ne dispose d'aucune source d'énergie commode, on peut avantageusement élever l'eau par le moyen de l'énergie hydraulique même: bétier hydraulique, trompe à eau etc. ou par le moyen d'autres fluides, tels que la vapeur (pulsomètres) ou l'air comprimé (pompes à émulsion)

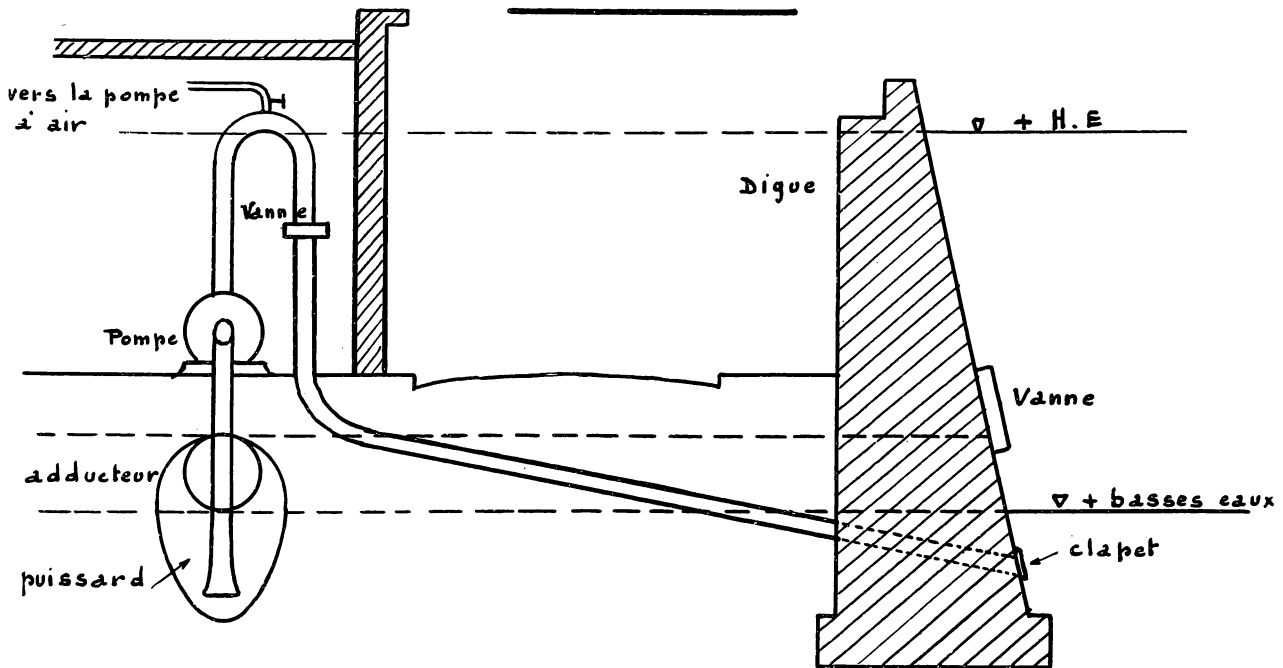
52) Dispositions générales d'une usine élévatoire. Suisards.

Ainsi que nous venons de voir, les usines élévatoires peuvent servir à des fins multiples, qui influent évidemment beaucoup sur leurs particularités. Nous nous bornerons à des indications d'usage général.

Les pompes puiseront toujours dans une capacité ad hoc, appelé puisard ou bêche, recevant les eaux d'amont. Ce puisard doit être d'assez grandes dimensions pour qu'il ne s'y produise pas de vitesse excessive ni de dépression augmentant la hauteur manométrique de refoulement; l'accès de l'eau à la crépine doit être facile de toutes parts de manière à réduire les pertes de charge. Si l'eau contient de grosses impuretés, une crépine serait immédiatement bouchée. On n'en placera donc pas et on placera une pompe spéciale, à larges ouïes et à faible vitesse.

Des grilles empêchent l'entrée dans le puisard d'objets entraînés volumineux. S'il y a plusieurs pompes, elles puiseront dans un puisard unique assez grand pour que les crépines d'aspiration ne s'influencent pas mutuellement. Si les eaux pompées sont boueuses (égouts, irrigations, crues), il peut être utile d'avoir deux puisards, pour permettre le nettoyage de celui qui est hors service. Les pompes doivent être réparties entre les deux puisards. Généralement le niveau de l'eau dans le puisard s'établit librement, soit directement (prise d'eau, égout, captage) soit par siphonnage. La pompe doit être alors aspirante et foulante si elle se trouve en permanence au dessus du niveau de l'eau dans le puisard.

Schéma d'une station de refoulement de la plaine inondable à Seraing



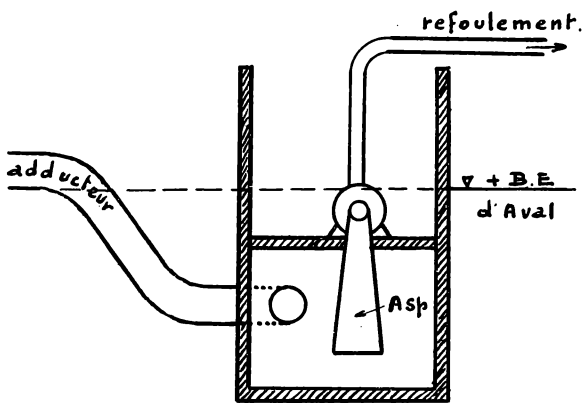
Il existe des pompes à axes verticale placés dans le puisard et commandés, par l'intermédiaire de longs arbres, par des moteurs placés sur un plancher supérieur. Ces pompes peuvent être noyées et fonctionner en charge, sans aspiration. Mais ce dispositif a comme inconvénient capital la difficulté d'accès et d'entretien. L'inconvénient de l'aspiration réside dans la difficulté d'amorçage. On peut établir un clapet de pied à la crépine d'aspiration, mais cet organe est inaccessible et son fonctionnement donne généralement lieu à des ennuis, surtout dans les eaux d'épaves ou boueuses. Il est plus sûr dans ces cas de faire aspirer l'air du corps de pompe par une petite pompe à air, toutefois il faut une occlusion hydraulique ou refoulement, ce qui ne présente pas de difficulté. L'aspiration de l'air doit se faire par l'intermédiaire d'un tube barométrique pour éviter l'aspiration d'eau par la pompe à air.

Le sommet de ce tube doit être à plus de 10^m,33 au dessus du niveau libre le plus haut que l'eau puisse occuper dans le corps de pompe. (niveau maximum de refoulement).

On interpose éventuellement des filtres pour empêcher l'entraînement de gouttelettes ou de particules quelconques. Pour éviter des rentrées d'eau dans la pompe par le refoulement, il faut un clapet automatique de refoulement et éventuellement, par mesure de sûreté, une conduite de refoulement en siphon, dont le sommet est au dessus du point le plus élevé de refoulement. Ce siphon ne dispense évidemment pas d'occlusion hydraulique en cas d'amorçage par une pompe à air, ni de clapet ou de vanne de refoulement.

On peut éviter les difficultés d'amorçage en mettant les pompes en charge, tout en la laissant accessible, en mettant le puisard en charge. Il est alors recouvert d'un plancher, en béton armé par exemple, capable de résister à la pression agissant de bas en haut et correspondant à la hauteur nécessaire pour noyer le corps de pompe. Ce dispositif peut convenir pour les petits

Puisard en charge.

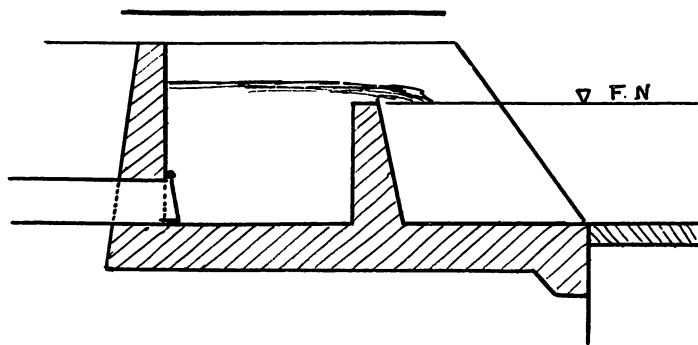


puisards et les petites pompes. La salle des machines doit être étanche. Lorsque le niveau de l'eau dans le puisard est très variable (prise d'eau dans un cours d'eau à fortes crues), comme la hauteur d'aspiration est limitée, on peut adopter un puisard libre à pompes à axes verticale susceptibles d'être noyées, le plancher des moteurs étant au dessus des plus hautes eaux. Ou bien on peut établir une salle des machines étanche (en béton armé), l'eau pouvant se mettre en charge dans le puisard ou dans les pompes en temps de crue

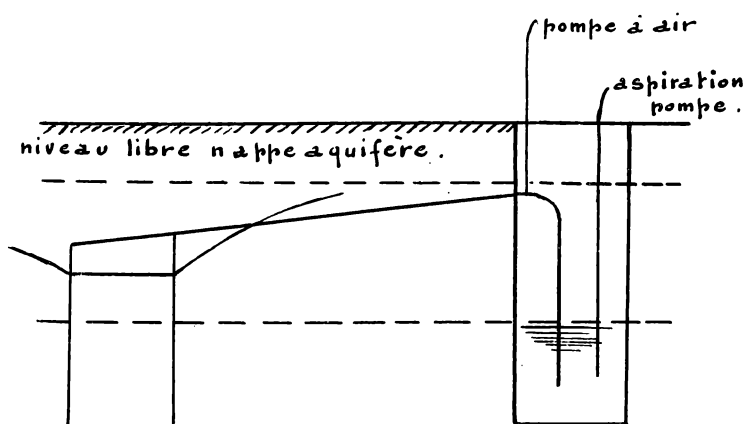
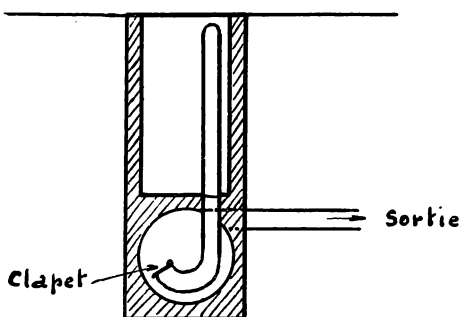
Les puisards doivent être bien étanches, pour éviter les infiltrations, surtout des cause d'égouts. Comme organes accessoires on trouve éventuellement des grilles, des ouvertures d'accès, fermés au moyen de taques, éventuellement boulonnés comme des trous d'hommes (puisard en charge), des échelles, des indicateurs de niveau, etc.

Dans certaines circonstances, on emploie des pompes dites nourricières qui élèvent les cause du puisard dans une bêche à faible hauteur, où elles sont reprises par les pompes principales, généralement à haute pression.

Bassin de refoulement d'alimentation d'un canal



Cuve de refoulement des nouvelles stations de démergement de Jemeppe sur Meuse.



Une mention spéciale est à faire des pompes aspirant dans les captages par puits tubés en ligne. Si la pompe aspirait immédiatement dans la conduite mère, par suite de la longueur de celle-ci et des fortes pertes de charge dans la pompe, la hauteur d'aspiration serait très limitée.

On établit la conduite mère en siphon, aboutissant dans un puisard ou plonge le tuyau d'aspiration de la pompe. Les pertes de charge s'y réduisent à celles du frottement et la hauteur manométrique peut atteindre 8-9 m. La conduite peut être ainsi enterrée à moindre profondeur et sans pénétrer dans la nappe aquifère rabattue.

L'amorçage du siphon est maintenu par le branchement du sommet sur une pompe à air. La conduite mère peut être ainsi posée légèrement sous le niveau de la nappe aquifère au repos, de sorte qu'elle se remplisse lorsque la nappe n'est pas rabattue par pompage.

On trouve maintenant sur le marché beaucoup de pompes de sondage permettant de puiser à grande profondeur au fond des tubes filtrants. On peut ainsi

utiliser des nappes profondes sans devoir construire un puisard profond, mais on a l'inconvénient du grand nombre de pompes inaccessibles.

§ 3) Refoulement. Les dispositions du refoulement aussi sont variables.

Le refoulement des eaux de drainage et d'assainissement des terrains bas au delà des digues se fait généralement par siphons établis en travers des digues. La sortie des conduites dans un cours d'eau doit toujours être oblique par rapport au courant et dirigée vers l'aval. Pour l'amorçage des pompes par le vide, il faut que le refoulement soit toujours noyé. Si le niveau de refoulement est variable, cette condition peut être mal réalisée (étiage ou marée basse) il faut en effet une couverture d'eau de 0,50 à 1,00 au dessus du point le plus haut de l'orifice de sortie, dont la section est assez grande, car la vitesse de sortie ne doit pas dépasser 1,00 m/seconde pour éviter des remous et des érosions.

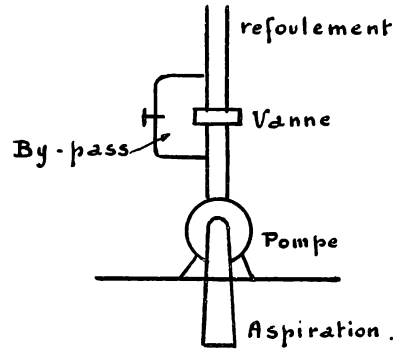
On interpose alors une cuve de refoulement, où le tuyau de la pompe débouche suffisamment plus bas que le tube par lequel l'eau s'écoule naturellement hors de la cuve. Le volume d'eau de cette cuve doit être assez élevé pour assurer l'amorçage de la pompe; il est d'ailleurs utile d'avoir un clapet de refoulement.

La chambre de refoulement a encore l'avantage de permettre l'introduction de l'eau dans le cours d'eau par un ouvrage de distribution spécial lorsqu'il faut éviter de créer des courants défavorables à la navigation (Par exemple pour l'alimentation des canaux. Les meilleurs ouvrages d'introduction semblent être de longs diversoirs latéraux à crête légèrement inclinée. Voir Z. V. d. I 13 octobre 1928, au sujet de l'écluse jumelle d'Anderten)

En cas de refoulement dans une longue conduite, aboutissant généralement à un réservoir, la hauteur manométrique de refoulement est grande et l'inertie de la longue colonne d'eau peut fatiguer les conduites et donner lieu à des accidents, notamment lorsque les pompes sont alternatives. Le moyen le plus simple d'amortir les à-coups est le réservoir d'air, qui est inutile cependant avec les pompes centrifuges. Lorsque c'est possible, il y a toutefois intérêt à établir le réservoir à alimenter ou un réservoir intermédiaire, de faible capacité (château d'eau), immédiatement près de la station de pompage. Dans les longues conduites on établit parfois des cheminées d'équilibre, notamment aux points hauts. (Adduction des eaux de l'Éloron pour la ville de Brest, Bulletin Râteau, n° 113)

On établit également des cheminées d'équilibre aux points les plus hauts des conduites de refoulement des eaux d'égouts destinées aux champs d'épandage. Les cheminées sont d'une hauteur telle que l'eau puisse y atteindre la charge nécessaire pour l'écoulement dans les conduites de distribution. Pour éviter des surpressions, un diversoir

est établi à la partie supérieure de la cheminée, dont les eaux descendent vers un fossé évacuateur. A Berlin, pour une pression normale de 4 à 5 atmosphères, les oscillations de pression peuvent atteindre 1 atm. Dans les conduites de refoulement alimentant un réservoir, il y a généralement aussitôt après la pompe une vanne et un clapet automatique de retenue avec by-pass. De la sorte l'amorçage peut s'opérer et l'eau ne peut refluer du réservoir vers le puisard lorsque la pompe est arrêtée.



Chapitre IV

Emmagasinement de l'eau.

§ 1) Fonctions des réservoirs. Les réservoirs constituent les meilleurs régulateurs pratiques des débits d'alimentation et de consommation, en regard à leurs fluctuations respectives.

En même temps, ils constituent des réserves et permettent ainsi l'utilisation la plus complète possible de l'eau, notamment lorsque celle-ci est rare ou coûteuse (eaux très pures ou épurées). Les réserves peuvent aussi servir à parer aux circonstances exceptionnelles (réserves d'incendie des distributions d'eau urbaines).

Nous avons exposé ailleurs l'utilisation des réservoirs pour la production d'énergie hydro-électrique, l'alimentation des canaux et l'accumulation des eaux de ruissellement en vue de l'emploi comme eaux alimentaires, industrielles ou agricoles. Il s'agit généralement de lacs artificiels de grande capacité, créés par le moyen de barrages.

Dans les distributions urbaines et industrielles (gares, grandes usines, etc) on trouve des réservoirs de plus petite capacité qui permettent les fluctuations de la consommation et notamment ses à-coups, l'alimentation étant à débit constant et soit permanente (par la gravité) ou intermittente en cas d'élevation. Dans ce cas le refoulement se fait d'après les indications du niveau de l'eau dans le réservoir et de préférence automatiquement, du moins pour les petites installations.

Si l'alimentation est naturelle, un trop plein fonctionne lorsque le réservoir est rempli; il y a donc des pertes d'eau.

Un autre type de réservoir urbain est celui d'emmagasinement des eaux d'orage dans les réseaux d'égout. Les canalisations sont calculées, ainsi que nous l'exposerons plus loin, pour des débits maxima moyens.

Dans les bassins très déclivés, les pluies d'orage exceptionnelles et les trombes d'eau peuvent provoquer un afflux rapide et court dépassant fortement la capacité d'écoulement des égouts. Il en résulte une submersion de la voirie et des caves et de forts ravinelements avec entraînements des terres etc.

On peut remédier à ces désagréments non dépendants de gravité par la création de bassins d'emmagasinement, de capacité calculée en vue de recevoir l'excédent momentané d'arrivée d'eau par rapport à la capacité d'écoulement des égouts. Le bassin se remplit rapidement pendant l'averse et se vide aussitôt après, l'égout fonctionnant à pleine charge. Ce sont de vrais retardateurs de ruissellement. La capacité se calcule aisément, elle dépend de l'étendue du bassin versant, de l'intensité maximum de pluie considérée et du débit maximum de l'exutoire.

De tels bassins ont été créés en 1928 à Liège sur les versants de la rue de Herbaye, pour protéger le quartier St^e Marguerite des eaux dévalant des hauteurs d'ans. Un bassin analogue est projeté à Tilleur.

§ 2) Réservoirs de distribution d'eau. Les éléments caractéristiques de ces réservoirs sont leur

niveau et leur capacité, ainsi que leur emplacement, que nous discuterons plus loin. Le niveau doit être assez élevé pour pouvoir desservir le secteur alimenté par la gravité, le plus possible en laissant subsister au point le plus haut du secteur, une pression encore suffisante, notamment pour le service d'incendies (3 à 4 atm aux bouches d'incendie).

Si le territoire à desservir est accidenté et que l'eau doit être élevée mécaniquement, pour réduire les frais d'exploitation, on sera amené à établir plusieurs réservoirs à des niveaux différents, de capacité proportionnée au secteur. Le refoulement se fera le plus souvent en cascade ou en partie d'un réservoir principal d'altitude moyenne.

La capacité dépend de l'alimentation et de la consommation.

En cas d'alimentation naturelle par longs aqueducs, à débit constant, la capacité doit être grande et égale à la consommation journalière moyenne, sinon maximum.

En cas d'élevation mécanique effectuée pendant le jour seulement, la demi consommation journalière peut suffire; la capacité peut être abaissée au tiers lorsque le pompage s'effectue jour et nuit. Bien entendu il faut alors des pompes de réserve en suffisance, de manière que les avaries de pompes ne puissent compromettre l'alimentation.

Lorsque l'installation est automatique et puissante, largement pourvue

de réserves et que les conduites de refoulement sont doublées, ce qui exclut toute interruption prolongée de service, la capacité peut être réduite au double de la consommation horaire maximum. Ces limites inférieures sont uniquement conditionnées par l'adaptation plus ou moins approximative de l'alimentation à la consommation. Elles impliquent une grande sûreté d'alimentation. Si on envisage la question du point de vue des réserves minima en fonction des chances d'avaries et durées probables de réparation, les réservoirs alimentés par pompage doivent avoir éventuellement une capacité supérieure à celle des réservoirs alimentés naturellement et correspondant parfois à la consommation de plusieurs journées. Comme limite inférieure pour les petites installations, on envisage 80 - 100 m³. Dans les petits réservoirs il est prudent de prévoir une réserve d'incendie variable suivant l'importance des communes, mais d'au moins 25 à 80 m³ et d'avantage.

A l'aqueduc apulien, la réserve minimum est de 30 heures et de 54 pour les localités alimentées par pompage. Ces durées sont portées à 48 et 72 heures pour les réservoirs très éloignés de l'aqueduc.

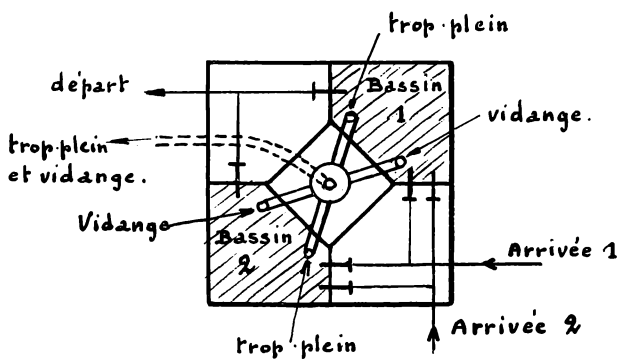
Dans les très longues canalisation, surtout si elles ne sont pas dédoublées, il est recommandable d'établir des réservoirs intermédiaires, en vue de réduire les pertes et de parer aux besoins pendant un certain temps en cas de mise hors service de la canalisation.

Les "serrements" dont il a été question à propos des aqueducs remplissent les mêmes fonctions. A l'aqueduc apulien, on a pu de la sorte réaliser dans la très longue canalisation une réserve de 400.000 m³.

Si la conduite adruit les cause d'une source très élevée et fonctionne en conduite forcée, la pression serait inutilement forte vers le bas.

Si l'on ne peut aménager une chute récupérable, de distance en distance on établit des chambres de déversement, petites capacités fermées, étanches et accessibles comportant un bassin d'arrivée et un bassin de départ séparés par un petit déversoir, le tout à surface libre et pourvue d'un trop plein ainsi que d'une bonde de fond et d'une cheminée de ventilation (voir page)

Schéma de réservoir compensateur.



On établit même des réservoirs compensateurs à la jonction de 2 conduites forcées écoulant par la gravité des eaux dont le niveau de départ est différent. L'égalité des charges au point de rencontre, calculée par les formules d'hydrauliques n'est réalisée que pour certains débits des conduites. Si celui de la moins chargée faiblit, l'eau pourrait y être refoulée et

submerger la chambre de captage. Il est donc utile de faire déverser les 2 conduites dans 2 bassins différents d'un réservoir de jonction, muni de prises d'eau communes et de trop-pleins.

Les réservoirs reçoivent des indicateurs de niveau, de préférence enregistreurs et des dispositifs de jaugeage, enregistreurs également, à l'entrée et à la sortie pour le contrôle mutuel.

Les réservoirs doivent comporter plusieurs compartiments ou bassins, au moins deux, pour permettre la mise hors service de l'un d'eux en vue du nettoyage, de réparations, etc, sans interrompre la distribution.

L'épaisseur de la tranche d'eau emmagasinée ne peut pas être très forte, pour réduire les variations de pression; malgré l'intérêt économique qu'il y a à l'augmenter en vue de l'utilisation de la surface du réservoir.

Elle varie de 2 à 5 m, exceptionnellement 8 à 12 m pour les petits réservoirs métalliques.

§ 3) Constitution des réservoirs. Les réservoirs d'accumulation de pluies d'orages sont de simples bassins creusés dans le sol, dont les talus reçoivent des revêtements ordinaires et que l'on peut éventuellement planter.

Une cumette réalise la continuité de l'égout à travers le bassin; à l'extrémité aval il faut ménager un petit ouvrage d'entrée d'eau.

Les réservoirs de distributions d'eau seront établis dans le sol autant que possible. On peut les exécuter en terre, par une simple fouille, revêtue selon les besoins, de préférence d'une couche de béton.

En Angleterre et en Amérique on a créé même de tels réservoirs en élévation, les parois étant fermées de digues en terre étanchées par un noyau d'argile. Ces réservoirs conviennent pour les eaux non potables (par exemple les eaux des services publics et industriels à Paris, de l'Ouse ou puisées dans la Seine et dans la Marne), sinon ils doivent être entourés d'une zone de protection.

En terrain rocheux (Naples, Fécamp, Cumberg), on a pu créer des réservoirs souterrains, à peine revêtus de maçonnerie ou de béton.

Le plus souvent les réservoirs sont des capacités complètement fermées établies en fouille. Elles comportent un radier étanche, des parois latérales étanches et un plafond supportant une faible charge de terre.

Ces réservoirs, cachés aux vues, sont aussi à l'abri des variations de température. Ils sont très sûrs car les pressions d'eau en service sont équilibrées pour ainsi dire directement par les réactions des terres.

Malheureusement l'étanchéité parfaite est difficile à réaliser et, si les infiltrations peuvent avoir des inconvénients (terrain gypseuse à Villejuif et Montmartre - Paris, argile glissante etc.) on drainera le radier. Aux réservoirs de Villejuif et Montmartre, M^r Beckmann a établi des radiers épais creux et visitables, raccordés aux égouts. Pour les petits

ouvrages on peut plus simplement fonder le radier sur une couche de gravier perméable en relation avec un drain.

D'après le même dispositif, on peut établir les réservoirs partiellement en fouille ou entièrement au dessus du sol, on les recouvre de préférence d'un remblai pour l'isolement thermique. Les réservoirs de l'aqueduc apulien (Italie) ont des voûtes en briques creuses et sont revêtus d'un mètre de terre.

Enfin, le niveau exige parfois que l'on surélève les réservoirs, en les construisant sur des murs, piliers ou arcades. Dans ce cas, ils doivent résister en service normal à la pleine pression de l'eau. On a construit à Paris de grands réservoirs à plusieurs étages (4 à Montmartre, dont les 3 supérieurs contiennent des caux de natures diverses et l'inférieur sert à la disposition des conduites et au drainage)

Les réservoirs enterrés sont en maçonnerie de briques, béton ou béton armé. Les réservoirs en élévation ne se font plus à l'heure actuelle qu'en béton armé, éventuellement en métal, mais probablement de moins en moins. La couverture en béton armé est des plus simple, soit en calotte sphérique pour les réservoirs cylindriques, soit en hourdis nervuré pour les réservoirs rectangulaires ou en hourdis à champignons sur colonnes.

Les parois des réservoirs cylindriques travaillent comme un anneau; le radier est plan ou concave.

Les parois des réservoirs rectangulaires travaillent comme des murs de soutènement généralement nervurés. Le radier est plan, éventuellement nervuré. On peut éviter toute flexion du radier en le réparant, par un joint étanche, de la semelle d'appui des parois latérales. Le radier peut être alors une dalle mince non armée, éventuellement formé de dalles à joints étanches, de manière à éviter les fissures de retrait.

Ce système convient particulièrement si l'on doit craindre les mouvements du sol (Réservoirs de la ville de Liège à Ans). En terrain bouillier, on subdivise les réservoirs en plusieurs cuves réparées, reliées entre elles par des conduites à joints flexibles. Ces réservoirs de petite dimensions peuvent être constitués de telle sorte que leurs parois latérales puissent résister à la flexion résultant d'un affaissement du sol. On draine la fondation. L'étanchement se fait par un enduit de mortier riche de ciment (1 de ciment pour 1 de sable), colmaté au lait de ciment ou appliqué au ciment gun. On peut recourir à une chape intérieure d'asphalte, qui est très coûteuse. L'enduit doit être fait avec soin en tous cas.

§ 4) Dispositions de service des réservoirs. L'arrivée d'eau se fait de préférence par le haut, même en cas d'adduction naturelle, pour éviter la mise en charge de la galerie. En cas d'élévation, la conduite de refoulement débouche le plus souvent verticalement dans une bâche qui distribue l'eau dans un des bassins ou dans plusieurs. Les bassins peuvent aussi communiquer

par des déversoirs, de manière à obliger l'eau à circuler.

Le bassin d'arrivée constitue alors la réserve d'incendie; chaque bassin peut être mis en communication par une vanne avec la ou les conduites alimentaires. L'arrivée par le haut se fait par un évasement de la conduite de refoulement ou par un déversoir de l'aqueduc. De la sorte, l'afflux est toujours bien observable, l'eau est bien aérée, la conduite de refoulement ne doit pas avoir de clapet de retenue éventuellement et la hauteur de refoulement est constante.

Les prises d'eau s'effectuent au moyen de crépines à 0,30 - 0,60 m au dessus du fond pour éviter l'entraînement de dépôts. Elles sont placées de telle sorte par rapport à l'arrivée d'eau que celle-ci est obligée de circuler dans toute l'étendue du réservoir.

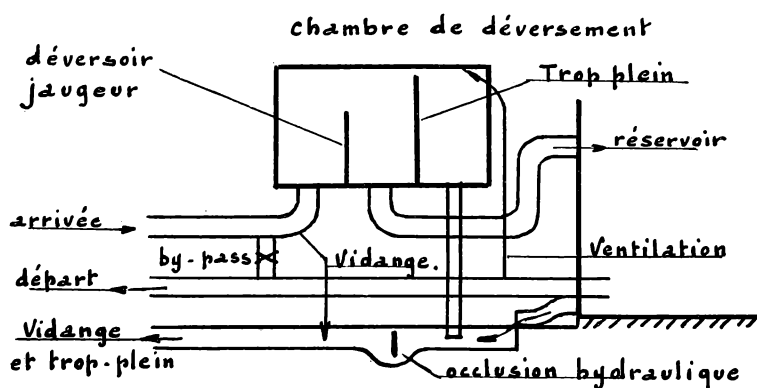
Le trop plein est constitué par un déversoir droit ou circulaire (conduite verticale, a crête éventuellement mobile et réglable) ou par un tube horizontal. Il est généralement relié à la conduite de vidange, dont la prise se fait dans un petit puisard ménagé en un point bas du radier.

Toutes ces conduites sont munies des vannes nécessaires disposés autant que possible d'une manière groupée, dans une chambre spéciale, avec toutes indications utiles pour éviter les fausses manoeuvres.

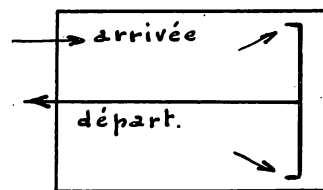
Les réservoirs sont ventilés par des cheminées. Les accès se font par des trappes ou portes à joints étanches et par échelles ou escaliers. Généralement la hauteur de la couverture au dessus du niveau maximum ne permet pas de circuler lorsque le réservoir est rempli. Dans le cas d'accès par porte et escaliers, on peut éventuellement observer l'intérieur du haut de l'escalier.

Toutes les dispositions hydrauliques sont réalisées d'une manière très ingénieuse dans les réservoirs de l'aqueduc Apulien. L'arrivée d'eau se fait dans une chambre de déversement avec déversoir de jaugeage et déversoir de trop plein. Tous les organes de commande hydraulique sont hors du réservoir. On peut vider la conduite d'amenée et le réservoir. La conduite de départ est ventilée et réunie à l'arrivée par un by-pass permettant de court-circuiter le réservoir.

Coupe schématique.



Plan schématique.



La vidange se fait par un dalot à occlusion hydraulique aboutissant loin du réservoir dans une chambre fermée par deux grilles. La vidange du réservoir est favorisée par la pente du radier et une rainure axiale qu'elle contient. La prise d'eau se fait par un canal en T disposé dans le radier et ouvert seulement aux deux extrémités opposées à l'arrivée de l'eau. Les grands réservoirs sont divisés en deux chambres (Voir Engineering 14-12-28).

§ 5) Chateaux d'eau. On appelle ainsi des réservoirs élevés, sur tour ou pylône, généralement d'assez faible capacité. Le réservoir même est en tôle d'acier ou en béton armé, de forme cylindrique, sphérique ou parallélépipédique. Ils sont le plus souvent couverts. Les cuves cylindriques ont souvent un fond tronconique, du type Intze.

Les méthodes de calcul de ces cuves sont exposées ailleurs. On emploie comme supports des tours en maçonnerie, béton ou béton armé ou des pylônes en bois, métal ou béton armé. Les conduites sont établies verticalement à l'intérieur de la construction de support et s'incurvent ensuite horizontalement dans le sol. Des escaliers permettent d'avoir accès aux vannes et éventuellement au dessus du réservoir.

Il est avantageux de diviser la cuve en deux compartiments, par une cloison médiane dans les réservoirs parallélépipédiques ou cylindriques ou, de préférence, par un cylindre concentrique dans ce dernier cas.

La sollicitation en cas de vidange d'un compartiment est plus favorable.

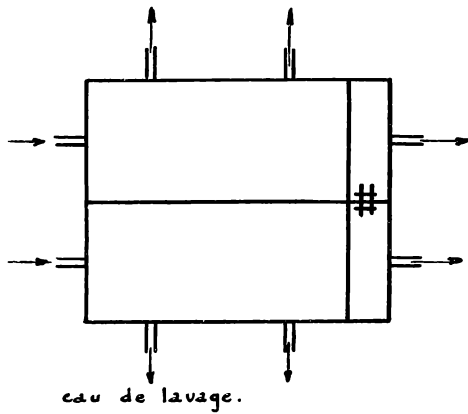
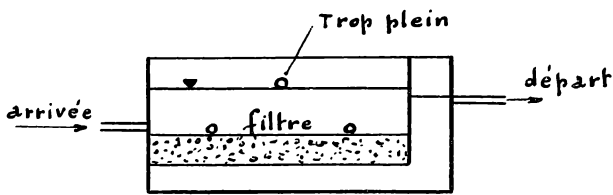
Les châteaux d'eau bien proportionnés et exécutés avec soin peuvent réaliser des aspects architecturaux très intéressants.

§ 6) Réservoirs divers. Filtres. Dans tout ce qui précède, nous avons envisagé uniquement les réservoirs d'emmagasinement et de distribution d'eau brute ou épurée. Mais précisément l'eau peut intermédiairement traverser divers appareils épurateurs dont l'action doit être assez prolongée pour être parfaite et exige donc de grandes capacités. La filtration, la déferisation et la dimanganisation, l'enlèvement de l'acide carbonique, la chloration et l'ozonisation exigent des constructions analogues à de grands réservoirs, mais dont les dispositions sont conditionnées par l'opération spéciale et les systèmes souvent particuliers qui s'y appliquent.

Je renvoie aux ouvrages spéciaux pour ces questions qui sortent du cadre du cours et ne comportent d'ailleurs pas de principes nouveaux en ce qui concerne la construction.

La filtration des eaux est une technique qui a pris un développement considérable, décrite dans des ouvrages importants. La limitation du temps dont nous disposons ne permet qu'un exposé rapide des principes de la filtration, qui s'effectue en général à travers une couche de sable de 0,30 à 1,25 m. L'eau est introduite à la partie supérieure du filtre par un diviseur (filtre submergé) ou, dans certains systèmes récents,

sous forme de pluie (filtres non submergés) L'eau ayant traversé le filtre



arrive par le radier dans un canal de départ dans lequel la prise d'eau peut être réglable, par exemple par un tube vertical à entonnoir mobile, en vue de régler la charge du filtre.

Le filtre comporte donc de vastes bassins étanches, maçonnés ou en béton armé, séparés en plusieurs chambres (pour le nettoyage), ventilés et éclairés si possible et les canalizations et vannes nécessaires pour le fonctionnement et l'arrêt des divers compartiments et pour leur nettoyage par contre courant, par insufflation d'air ou par des appareils mécaniques agissant superficiellement par succion.

Le fond du filtre peut-être une tôle perforée, une dalle de béton perforée ou bien une dalle poreuse en béton maigre posée sur des briques ou blocs à claire-voie, ou bien simplement formé de briques à claire-voie.

Sauf lorsqu'il y a une dalle poreuse, la partie inférieure est formée d'une couche filtrante de cailloux, galets et graviers de dimensions décroissantes vers le haut. La plaque poreuse convient surtout pour les filtres à sable proprement dits: préfiltres et filtres finisseurs. Pour éviter de recueillir des eaux mal filtrées passant le long des parois, M^r Beckmann a établi une murette à quelque distance des parois, à l'extérieure de laquelle l'eau passe à la vidange.

Dans les grandes installations traitant des eaux assez grossières, l'opération est fractionnée. Les cloisons noyées ou flottantes et les grilles de prise d'eau ayant arrêté les plus grosses impuretés, les décanteurs (grands bassins à faible vitesse ou à chicanes) livrent aux dégrossisseurs en cascade (système Tuech - Chabal) de l'eau ne contenant déjà plus que de petites impuretés et des bactéries.

Les dégrossisseurs sont formés de couches de 0,30 à 0,50 m de gravier et de gros sable calibrés, variant de 25 à 5^{mm} du 1^{er} au dernier compartiment (généralement 3 ou 4). Ensuite l'eau traverse le préfiltre (1 à 1,50 m de sable de 2^{mm}) puis le filtre, (sable de 0,5 à 1,5^{mm}). Les dégrossisseurs retiennent déjà 80% des bactéries. L'eau s'appauvrit en oxygène à chaque filtration, c'est pourquoi on la fait ruisseler en cascade d'un compartiment à l'autre.

Le débit varie de 60 m³/jour à 30 m³/jour du 1^{er} au dernier compartiment; il est de 10 m³/jour pour les préfiltres et de 2,4 m³/jour pour les filtres finisseurs.

Ce dernier retient surtout les bactéries, par l'action d'une membrane biologique qui se forme petit à petit à la surface du filtre.

72

Un filtre ne fonctionne donc pas parfaitement au début. La charge d'eau sur le filtre ne peut dépasser 0,50 m à 1,00 m, pour éviter d'abîmer la membrane.

La vitesse de filtration, dépendant de la charge, doit être réglée d'après le contrôle de l'eau filtrée. L'importance des installations et le nombre des bassins en cascade dépend non seulement du débit, mais des impuretés de l'eau; elle exige des espaces considérables pour les grands débits. Les filtres à ciel ouvert ont l'inconvénient d'être exposés au soleil, au vent et au gel.

Malgré l'augmentation du prix, on est le plus souvent, obligé de les couvrir. Il est bon de drainer les radiers, qui se fissurent souvent et laissent fuir l'eau. Les dispositions constructives sont, en somme, analogues à celles des réservoirs établis au dessus du sol. Les filtres exigent un contrôle constant et un nettoyage fréquent, qui donne lieu à une exploitation très spéciale. Mais bien établis et bien exploités, ils donnent des résultats remarquables, ainsi que l'ont montré les filtres Tusch-Chabal de Magdebourg, qui permettent la consommation d'eau de l'Elbe.

Chapitre V

Distributions d'eau urbaines et rurales

§ 1) Importance du problème. La distribution d'eau potable dans les grandes agglomérations est non seulement une condition de leur existence, mais un problème des plus difficiles à résoudre, à cause de l'énorme consommation. Les entreprises d'alimentation en eau de villes comme New-York, Londres, Paris ou des régions comme la Westphalie (520.106 m³ en 1925) sont d'une importance considérable et ont exigé des travaux et des capitaux énormes, de même qu'elles occupent un nombreuse personnel et donnent lieu à une exploitation développée. Les exigences au sujet de la qualité des eaux, diverses d'après les usages, ont conduit la ville de Paris à adopter le principe de deux distributions différentes; une d'eau potable et une d'eau industrielle. Le surcroît de dépenses de premier établissement ne peut être compensé par l'économie d'exploitation que lorsque les consommations sont aussi importantes qu'elles peuvent l'être à Paris.

Les eaux potables de Paris sont dérivés par de longues canalisations des eaux et sources et sources de certaines rivières du bassin de Paris: la Vanne, le Loing, le Lunain, la Voulzie, le Bouteint, l'Avre et la Oise.

On projette des captages dans la vallée supérieure de la Loire, vers Nevers.

Les eaux industrielles proviennent d'une dérivation de l'Oureq, affluent de la Marne, par un canal dit de l'Oureq, qui sert à la navigation.

En outre, on pompe de l'eau en Seine et en Marne.

En Belgique, on alimente l'agglomération bruxelloise et les villes des Flandres au moyen d'eau dérivés des rivières ardennaises: le Houyoux et le Boeg.

Si les distributions d'eau se présentent ainsi sous un aspect intrinsèque important pour les grandes agglomérations, leur intérêt et leur utilité n'est pas moindre pour les petites villes et communes rurales, au point de vue hygiénique, social et économique. Les communes industrielles sont généralement pourvues d'une distribution d'eau, mais les régions agricoles suivent l'exemple et y ont tout intérêt. Pour ces communes, les entreprises peuvent être groupées (intercommunales) ou isolées.

Les premiers conviennent surtout dans les régions à population dense, agglomérations rapprochées, lorsque les ressources sont peu abondantes et que l'élevation mécanique est nécessaire. Mais si les circonstances sont favorables, l'adduction par la gravité des eaux d'une source ou le pompage électrique des eaux d'une nappe souterraine constituent souvent la solution la plus favorable pour un village, une gare, une usine.

§ 2) Consommation. On peut compter en moyenne par jour : 100 à 150 litres par habitant pour les grandes villes de plus de 100.000 habitants (éventuellement 200 litres et plus, en Amérique par exemple)

Pour les petites villes 60 à 100 litres ; pour les campagnes 40 à 100 litres.

Pour le gros bétail, 50 litres par 24 heures et par tête.

Pour le petit bétail 15 litres par 24 heures et par tête.

Pour l'arrosage public et des jardins 1,5 litre par m² et 24 heures.

Pour le service d'incendie, 5 à 10 litres par seconde et par bouche d'incendie.

Pour les besoins industriels, il faut évidemment un calcul spécial.

Les pertes, notamment dans le réseau, peuvent être importantes, on peut compter en moyenne 5% et souvent plus. Si elles sont excessives, il y a intérêt à les contrôler et à les déterminer, en vue d'y porter remède.

La consommation mensuelle varie suivant les saisons, elle peut dépasser la moyenne de 30% pendant les mois caniculaires et n'en atteindre que 70% en hiver. La consommation horaire maximum est d'environ 7% de la consommation journalière, soit 1,5 fois la consommation moyenne. La consommation journalière maximum est également égale à environ 1,5 fois la moyenne. Donc, on doit pouvoir fournir au maximum en 1 heure 10% de la consommation journalière moyenne.

C'est ce qui détermine le débit maximum d'une distribution urbaine, sauf le cas d'incendie. Pour les distributions industrielles, les fluctuations dépendent de l'exploitation. Les installations doivent être établies pour une durée d'exploitation assez longue : 30 à 40, voire 50 ans, pour les installations fondamentales ; captages, réservoirs, aqueducs, 15 à 20 ans pour les installations extensibles : machines, puits, filtres etc.

Il faut donc prédéterminer la mieux possible la consommation maximum d'avenir.

Si α est l'accroissement annuel moyen de la population, celle-ci sera devenue $P(1+\alpha)^n$ après n années, α doit résulter des statistiques et

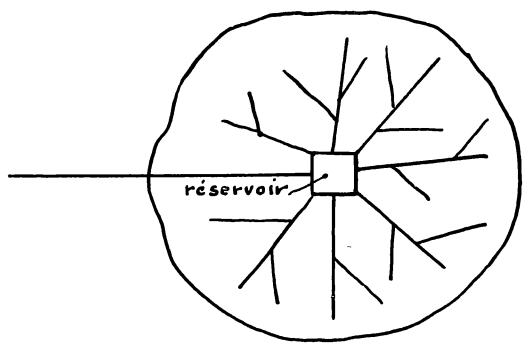
de comparaison avec des lieux voisins. En moyenne 1 à 2% pour les petites villes, 3 à 4% pour les grandes villes.

Il faut tenir compte de l'agrandissement des agglomérations, des installations industrielles nouvelles à prévoir etc. Si la distribution est établie pour une certaine région non encore complètement bâtie, mais susceptible d'être bâtie dans un avenir rapproché, on peut compter approximativement sur un certain nombre moyen d'habitants par hectare, d'après la densité des quartiers voisins. On peut envisager comme ordre de grandeur.

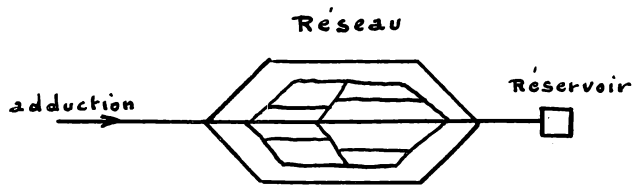
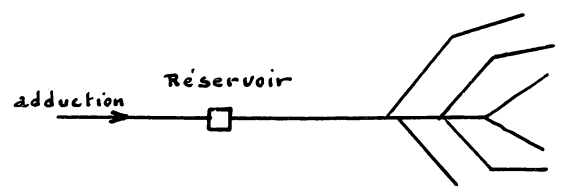
agglomération serrée dans les grandes villes	300 - 400	hab / hectare.
agglomération serrée dans les petites villes	200	hab / hectare.
agglomération non serrée	100	hab / hectare.

Les données précédentes permettent d'établir les besoins maxima et moyens d'eau, la capacité des réservoirs, les débits maxima, les surfaces des filtres etc..

§ 3) Constitution générale du réseau. L'eau arrive du captage à un réservoir régulateur principal; de la sorte la conduite principale ne doit



Réseau de distribution



Réseau

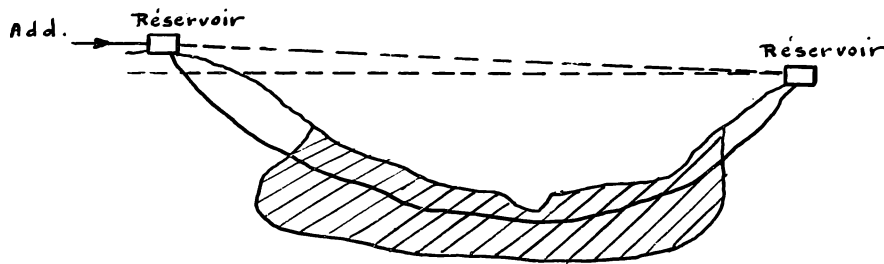
fournir que le débit moyen, ce qui réduit les pertes de charge et le travail de pompage ou permet de réduire les canalisations. Celles-ci seront doublés autant que possible. Le réservoir sera placé, si possible, au centre de gravité de consommation de l'eau à desservir.

Mais il faut encore que les conditions topographiques s'y prêtent, c'est-à-dire que l'on puisse disposer en tous points d'une pression suffisante et jamais excessive. Si le bassin est très étendu et accidenté, il faudra généralement plusieurs réservoirs.

Si les dénivellations sont grandes, on établira des zones de pression étagées, avec des réservoirs de capacités appropriées aux secteurs desservis et généralement assez faibles pour les plus élevés.

On réduit de la sorte considérablement le travail d'élevation. L'inconvénient est que les réseaux de pressions différentes ne peuvent se soutenir mutuellement.

Si le réservoir est en amont de la

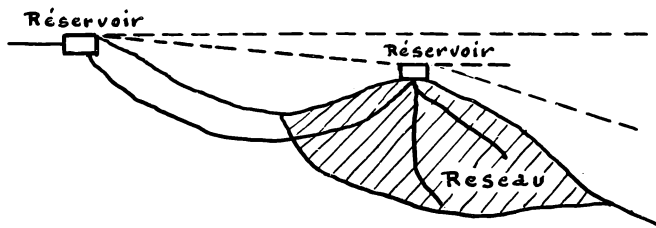


Réseau de distribution

localité, la conduite forcée de distribution doit pouvoir écouler le débit maximum, n'étant alimentée qu'à une extrémité. En cas d'avarie en un point de la conduite, toute la zone en aval est hors

circuit. Si le réservoir est en aval de la localité, il se remplit aux heures de faible charge et débite aux heures de forte charge. La conduite est alimentée par les deux bouts et la perte de charge est moindre, elle correspond au débit moyen. En cas d'avarie on peut isoler une courte section par deux vannes; l'amont et l'aval restent alimentés. Ce dispositif convient particulièrement pour les localités établies sur le versant d'une vallée et alimentée par des causes provenant du versant opposé.

Pour les installations importantes, on établit un réservoir en amont et un en aval, notamment si la zone à desservir occupe les deux versants d'une vallée. Les débits et les pertes de charge sont encore réduits, on peut réduire les sections ou les hauteurs de refoulement en réalisant cependant partout les pressions nécessaires. Le réservoir d'aval est inférieur à celui d'amont



de la perte de charge correspondant au débit moyen d'alimentation de ce réservoir. Il faut étudier les pertes de charge dans les diverses hypothèses de fonctionnement du système.

Lorsqu'un réservoir se trouve en amont d'une localité établie sur un mamelon, il est utile d'établir un petit réservoir intermédiaire

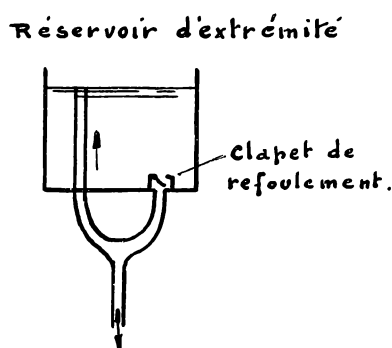
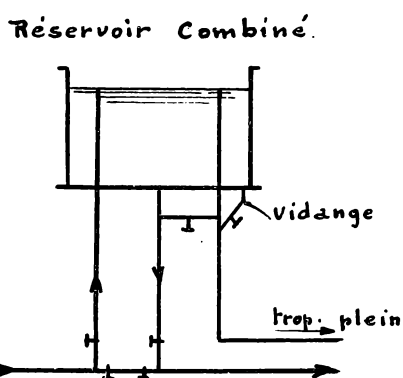
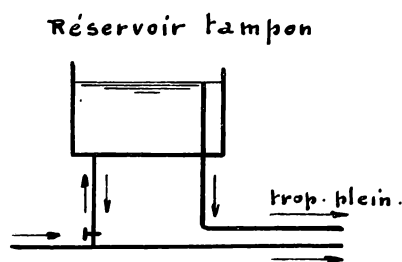
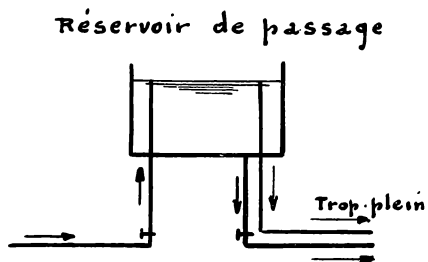
au sommet du mamelon. La perte de charge dans la conduite reliant les deux est sensiblement réduite et l'on peut faire partir du réservoir intermédiaire plusieurs conduites rayonnantes à faible débit, qui réduisent les pertes de charge et permettent ainsi de réaliser les pressions nécessaires à partir du niveau de départ le plus bas possible. Si le secteur est très étendu, il faut établir plusieurs réservoirs pour réduire les pertes de charge. On voit que les réservoirs jouent dans les distributions d'eau le rôle important des centres de distribution des réseaux d'énergie électrique.

Le choix judicieux de l'emplacement, du niveau et de la capacité des réservoirs influe donc énormément sur l'économie d'un réseau.

Cela dépend surtout des circonstances et doit faire l'objet d'une étude comparative approfondie.

Le raccordement des réservoirs peut se faire de plusieurs manières.

Dans un réservoir de passage les conduites d'arrivée et de départ ne sont en



liaison que par le réservoir, que toute l'eau traverse donc. Il y a des pertes de charge supplémentaires, mais l'eau du réservoir est toujours renouvelée.

Le réservoir tampon est branché par une dérivation unique sur la conduite principale, il ne reçoit d'eau qu'aux heures de faible consommation et débite aux heures de pointe par la même conduite. Le meilleur dispositif

est le premier complété par une jonction extérieure entre le refoulement et le départ; le jeu des vannes permet de réaliser l'une ou l'autre combinaison précédente et procure une grande sécurité d'exploitation.

Pour un réservoir d'extrémité, une seule conduite suffit avec un clapet automatique de refoulement sur la crépine de prise d'eau.

Le réseau est divisé en secteurs desservis par des distributeurs principaux rayonnant à partir des réservoirs ou les reliant entre-eux. De ces distributeurs partent des branchements du 2^e, du 3^e ordre etc.

Le schéma du réseau peut être ramifié, c'est-à-dire que toutes les conduites sont en cul de sac. C'est le système le plus simple à calculer mais l'eau des extrémités des conduites est souvent stationnaire, peu renouvelée (à moins qu'on y place des fontaines dans les distributions rurales)

Ce système convient pour les petites agglomérations rurales, il correspond à leur disposition générale. Les rues des agglomérations industrielles et urbaines forment des figures fermées. Les réseaux de conduites y sont le plus souvent maillés. Il en résulte qu'en tout point l'eau peut arriver de deux directions et n'est jamais stagnante. Les conséquences d'avaries sont limitées. Mais le calcul de ces réseaux est plus difficile et doit se faire dans les diverses hypothèses possibles, notamment de dérangement

d'un distributeur principal, etc. Pour résoudre la complication, on devra généralement diviser le réseau en réseaux assez petits.

Les différents secteurs seront en communication par le plus grand nombre de points possibles; de nombreuses vannes permettant de faire tous les sectionnements nécessaires pour l'exploitation, l'entretien, les réparations etc.

Même dans le cas de zones de pressions diverses, il est bon de rendre des raccordements possibles, par exemple en cas d'incendie. Mais il faut alors, par le moyen des vannes, éviter le refoulement dans le réservoir inférieur.

Les fautes manoeuvres possibles constituent un des inconvénients du système. La conduite de refoulement des réservoirs étages peut être unique; il est plus sûr de les séparer. Dans les grandes installations, il est même bon de séparer les pompes, qui ne peuvent travailler économiquement sur des pressions différentes.

§ 4) Disposition des canalisations. Les canalisations sont enterrées à l'abri du gel à 1,20 à 1,50 m de profon-

deur et toujours en pente. On suivra le plus possible le terrain, en évitant de pénétrer dans la nappe aquifère. Les conduites principales sont posées dans les rues les plus élevées, les rues basses ou en forte pente recevront autant que possible les conduites secondaires. On divisera autant que possible en secteurs assez petits pour éviter les très grosses conduites, dont l'exploitation est peu sûre. Seules les grosses conduites sont éventuellement enterrées dans la chaussée. Les tuyaux de distribution seront placés autant que possible sous les trottoirs; il y en aura deux donc dans les rues assez larges. Dans les grandes rues des villes modernes, on tend à grouper toutes les canalisations dans une galerie accessible.

En tous les points bas, et en des points intermédiaires si l'intervalle est grand, on dispose des vannes de vidange permettant de vider les sections dans les égouts voisins, pour les réparations. Aux points hauts, on place des reniflards ou des hydrants. Des vannes de fermeture se trouvent à tous les points de jonctions des conduites et en des points intermédiaires dans les longs tronçons.

Le but est de limiter les conséquences d'avaries. On place aussi des vannes et robinets de vidange aux extrémités des sections spéciales: traversée des ponts, cours d'eau etc.

Des bouches d'incendie sont établies tous les 50 à 100 m, de 2,5 à 5 l/seconde pour les communes rurales et petites villes, et de 10 à 20 litres par seconde même dans les grandes villes (motopompes)

Il est utile de signaler tous ces appareils par des petites plaques de fonte scellées dans les façades voisines.

Les canalisations à faible pression peuvent être faites en bois ou, de préférence en poterie vernissée (2 atmosphères maximum)

Pour les fortes pressions, on emploie les tuyaux en fonte et en acier sans

soudure. Les tuyaux en fer soudé se corrodent trop rapidement. La fonte convient très bien et est rarement corrodée. On emploie des tuyaux à emboîtement, de 8 à 10 cm de diamètre minimum. Le joint est fait de chanvre goudronné et achevé au plomb coulé et mâté pour des pressions atteignant jusque 8 atmosphères. Pour les appareils ainsi que dans les tranchées profondes ou lorsque l'on est dans la nappe aquifère, on préfère généralement les assemblages à brides, plus rapides et faciles à exécuter, mais plus chers.

Les joints à emboîtements sont aussi plus élastiques. Les bouts femelles sont toujours disposés vers le haut.

La pression d'essai des tubes de fonte est de 20 atmosphères et la conduite posée est essayée à 10 atmosphères.

Les raccordements aux maisons se font au moyen de \perp ou d'étriers perforés, par des tuyaux de fonte ou d'acier, assemblés par brides ou par vis.

Il est préférable de n'établir les tuyaux de plomb qu'à l'intérieur des habitations. Les bornes fontaines peuvent être à débit permanent ou à robinet; la grande difficulté consiste dans leur protection contre le gel, qui est moins à craindre en cas d'écoulement constant.

§5) Calcul des conduites. La vitesse doit être $> 0,25$, pour éviter les incrustations et < 1 m, pour éviter les trop grandes pertes de charge.

Le débit se calcule en déterminant pour chaque conduite les immeubles, établissements, fontaines et bouches desservies. Les débits domestiques sont rapportés au mètre courant de conduite; mais il faut aussi envisager les forts débits isolés éventuels. On connaît ainsi les débits. On fixe la vitesse et la perte de charge admissible, ce qui détermine le diamètre théorique que que l'on modifie au diamètre normal immédiatement supérieur, à moins que l'on n'arrondisse plus haut encore, pour réduire le nombre des types. Comme formule, on emploie celles de M^r Lévy, de Flamant, de Unwin,

$$I = 0,00084 \frac{U^2}{D^{1,15}} \quad (U \text{ en m/seconde, } D \text{ en m. } I \text{ absolu})$$

ou bien la formule de Gerlaim précitée, ou bien celle de M^r Kanoq.

Il faut tenir compte éventuellement du débit variable. Ceci à trait au calcul de chaque conduite en particulier. Le calcul de leur combinaison en réseau maillé est complexe et se fait graphiquement de préférence.

Pour le calcul des réseaux, on se servira utilement d'un abaque des pertes de charge en fonction de la vitesse U et du diamètre D .

Les épaisseurs des conduites se calculent rarement et sont généralement supérieures à celles qu'indique le calcul. A titre de référence je citerai toutefois les formules de Bach

$$e = \frac{D}{2} \left(\sqrt{\frac{1 + 0,4 \frac{p}{\sigma}}{1 - 1,3 \frac{p}{\sigma}}} - 1 \right)$$

$$\sigma = \frac{1,3 \left(1 + \frac{2e}{D}\right)^2 + 0,4}{\left(1 + \frac{2e}{D}\right)^2 - 1}$$

$$p = \frac{\left(1 + \frac{2e}{D}\right)^2 - 1}{1,3 \left(1 + \frac{2e}{D}\right)^2 + 0,4}$$

en fonction du K_g et du cm . e désigne l'épaisseur, p la pression effective intérieure et σ le taux de travail d'extension (tangentielllement)

On admet 65 à 85 kg/cm^2 pour la fonte, 340 - 440 pour le fer et 700 - 1000 pour l'acier. La pression doit être accrue de 10 à 15 % pour les surpressions. Pour les réduire au minimum, toutes les vannes et clapets doivent être à fermeture progressive, au moyen de vis par exemple. La tension longitudinale maximum est $\frac{\sigma}{2}$.

La sécurité est donc très grande. Le caractère dominant est en fait la résistance à la corrosion.

Chapitre VI

Evacuation des eaux usées. Egoûts.

§ 1) Caractères du problème. Ils sont multiples et variables selon les circonstances; ils sont particulièrement complexes et importants dans les grandes villes et les régions industrielles agglomérées, telles que la Westphalie. D'abord l'énorme quantité d'eau consommée doit être évacuée presque en totalité. Mais ce volume est encore considérablement accru par celui des précipitations atmosphériques qui, tombant sur un sol rendu à peu près complètement imperméable (routes revêtues, toitures, cours pavés) ruisselle avec une faible déperdition et une vitesse accrue. L'évacuation indispensable de ces débits élevés exige la construction, dans les grandes villes, d'un réseau serré de canalisations presque toujours souterraines, dont certains éléments peuvent exceptionnellement et dans certaines circonstances être à ciel ouvert. Les collecteurs principaux peuvent recevoir des courants d'eau importants, à tel point qu'on peut y naviguer en barque pour l'entretien, l'inspection etc..

Cette fonction de drainage ou d'assainissement est également de première nécessité au point de vue de l'hygiène publique, non seulement par l'écoulement des eaux en général, mais par l'évacuation des eaux usées, et en outre des déjections et déchets biologiques (eaux, vannes) et industriels, dont l'accumulation en masse dans un espace restreint constitue des foyers d'infection et d'épidémies.

Le développement de ces installations dans les régions de civilisation moderne a été accompagné d'une amélioration caractérisée de l'hygiène publique et d'une réduction extrême des épidémies de maladies anciennement dévastatrices, telles que le typhus, le choléra, etc.

Si les égouts sont ainsi de première importance pour les grandes villes et les régions à populations denses, leur utilité reste aussi considérable pour les petites villes et les communes industrielles en générale; elle est moindre pour les boues agricoles. Les déchets et les déjections y trouvent généralement une utilisation; les eaux usées, moins abondantes que dans les villes, sont envoyées dans les fossés, ruisseaux, mares etc, qui reçoivent aussi les eaux de ruissellement mais dans une proportion généralement faible, les terrains cultivés en absorbant la majeure partie. Les fonctions des égouts sont le plus souvent assurées, sans grands inconvénients, par les fossés des routes et chemins traversant le village. Nous avons indiqué dans le cours de routes le grand intérêt qui s'attache à la canalisation des fossés des grandes routes dans la traversée des villages et à l'établissement de trottoirs, tant dans l'intérêt de l'hygiène que de la voirie.

§ 2) Dispositions générales des réseaux d'égouts. On établit dans toutes

les rues des canalisations d'un diamètre suffisant, qui reçoivent les eaux usées des terrains riverains par les raccordements particuliers et les eaux de ruissellement par la même voie et par les bouches d'égouts, placées dans les filets d'eau de la voirie. Ces égouts élémentaires écoulent les eaux, en général par la gravité et à la pression atmosphérique, vers des collecteurs d'importance croissante et formant un réseau coordonné. Les équivalents des centres de distribution sont constitués ici par les points de sortie ou de décharge de l'effluent que l'on appelle débouchés lorsqu'ils aboutissent librement ou par la gravité à un cours d'eau, un lac, une mer ou à un terrain d'épandage. Dans les régions basses, on est souvent obligé de créer des points bas artificiels, à partir desquels on refoule les eaux par pompage vers un débouché plus élevé. Ces débouchés constituent de nouveau les points essentiels, les pôles du réseau d'égouts.

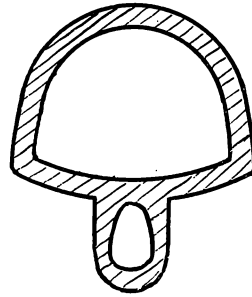
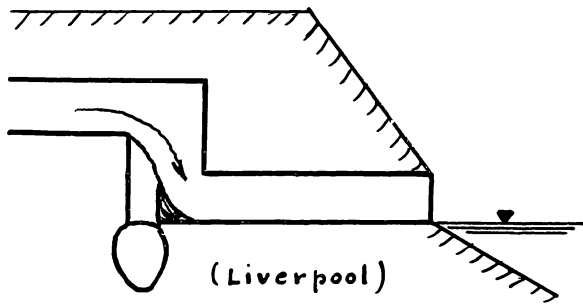
C'est par eux que l'effluent rentre dans le cycle naturel de l'eau, soit par évaporation dans la mer ou dans un lac, par ruissellement dans un cours d'eau, par infiltration dans un terrain d'épandage.

La disposition la plus favorable est celle d'un débouché agissant par la gravité, débouchant le plus souvent dans une nappe ou un cours d'eau situé assez bas. Le niveau de base est souvent variable (marées, crues) et il se peut qu'à certains moments les eaux d'égouts des régions protégées par des digues doivent être refoulées mécaniquement dans le débouché surélevé (exemple du bassin de Liège).

Le système de l'épandage est pratiqué généralement pour les grandes villes qui sont fréquemment établies dans des vallées; il en résulte qu'il exige généralement le refoulement sur des terrains plus élevés que le réseau d'égouts.

Une distinction est à établir entre le système unitaire (le plus répandu),

Système Bathmann.



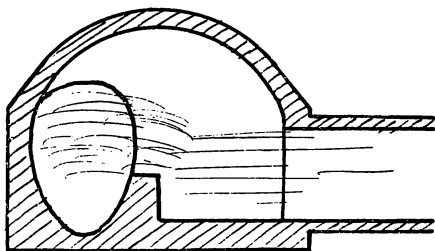
qui recueille toutes les eaux quelconques dans une canalisation unique, et le système séparé qui a une petite canalisation pour les eaux usées et une forte canalisation pour les eaux atmosphériques.

Le second système est beaucoup plus coûteux de construction et d'exploitation (en général) les eaux usées donnant un faible débit exigent des canalisations de dimensions surabondantes de peur des obstructions, car elles ne sont pas visitables. Seulement le volume des eaux envoyés aux stations d'épuration et de pompage est moindre. Cet avantage est minime comme nous le verrons car les eaux météorologiques des petites pluies peuvent être assez fortement souillées, (au point de vue bactériologique) d'autre part il arrive que l'on fasse communiquer les deux réseaux de telle sorte que les petites pluies passent par les petits conduits pour en soutenir le débit et les nettoyer (Système Bathmann à Liverpool). Les petits conduits sont alors disposés immédiatement en dessous des grands et réunis par des orifices de forme appropriée.

Le système séparé, partiel ou total, peut être avantageux pour les quartiers construits sur les versants abrupts près d'une rivière. Les caniveaux peuvent évacuer les eaux de pluie. Deux caniveaux de 0,20 m de profondeur peuvent évacuer $2500 \sqrt{I}$ l/sec. Il convient aussi pour les quartiers voisins d'un petit cours d'eau ou étang qui peut recevoir les eaux de ruissellement, mais non les eaux souillées sans épuration préalable, alors que celles-ci peuvent être évacuées naturellement dans un cours d'eau important plus éloigné (Grünwald - Berlin)

Quand une ville est située à peu de hauteur au dessus d'un cours d'eau à niveau très variable, mais ne débordant pas, on emploiera aussi le système séparé. L'eau de pluie se mettra en charge dans les canalisations et inondera éventuellement les caves,

Déversoir d'orage.



mais sans graves inconvénients hygiéniques. Le reflux d'eau du fleuve sera d'ailleurs empêché par des obturations automatiques; la submersion ne pourra provenir que d'eaux météorologiques et jusqu'à un niveau peu supérieur à celui du fleuve.

Les cause usés sont, par une station de pompage, évacués indépendamment du niveau du fleuve. La ventilation des conduites d'eau usé se fait donc facilement, sans clapets de reflux. L'adoption du système est donc une question de cas concret.

Mais ses inconvénients économiques sont évidents et en général on préfère le système unitaire. Lorsque en cas de fortes pluies, les égouts débitent en plein, des déversoirs d'orage disposés en des endroits appropriés évacuent directement sans épuration jusqu'à $9/10^e$ du débit total.

Au point de vue hygiénique l'inconvénient est faible car, lors des très fortes pluies, la dilution des cause usés est telle que l'effluent n'est guère plus souillé que les cause de ruissellement des petites pluies.

D'ailleurs les observations montrent que les déversoirs d'orage fonctionnent peu fréquemment.

Une question importante est celle de l'épuration. L'effluent contient des matières organiques putrescibles en proportion variable suivant le degré de dilution, donc d'après le système employé. Leur quantité totale journalière est plus grande lorsque les cause vannes sont réunies avec cause usés (186 grammes de matières sèches par jour et par habitant contre 100 d'après des observations allemandes)

L'admission des cause non épurées dans un cours d'eau dépend de la dilution et de la vitesse du cours d'eau.

La formule la plus complète est celle de Baumeister d'après laquelle le nombre d'habitants N dont les cause peuvent être évacués dans un cours d'eau est

$$N = \frac{68400 q \cdot v}{(1+c) k}$$

$q =$ débit en m^3 seconde.
 $v =$ vitesse en m /seconde.

$k =$ coefficient d'impureté, minimum 5.

$c = 1$ si les cause vannes sont envoyés à l'égout

$c = 0$ si les cause vannes ne sont pas envoyés à l'égout.

On peut ainsi déterminer si les cause doivent être épurés et dans quelle mesure. Mais il est à remarquer que l'épuration ne peut être superflue que si l'effluent est déversé dans un cours d'eau puissant ne traversant pas d'agglomération à faible distance en aval. Dans les lacs et dans la mer, où il n'y a pas toujours de courants déterminés, le déversement est en général peu hygiénique s'il n'y a pas d'épuration préalable. En tous cas, les débouchés doivent se faire dans des endroits profonds à courants rapides (rives concaves) tant pour éviter l'envasement que le dépôt et l'accumulations des matières solides et flottantes de l'effluent. Le débouché se fera obliquement vers l'aval, afin d'éviter les remous.

§ 3. Épuration. Elle peut s'effectuer de diverses manières et comporte diverses opérations successives. L'opération est le

résultat d'actions physiques, chimiques et biologiques, qui distinguent les diverses méthodes selon que l'une ou l'autre action prédomine car, le plus souvent elles se combinent. Cet ordre de phénomènes sort du domaine du cours, je me bornerai aux définitions, renvoyant pour le surplus aux cours et ouvrages spéciaux.

Il faut généralement débarrasser tout d'abord l'effluent des plus grosses matières entraînées, soit flottantes, soit en suspension ou charriées.

Cela se fait par des grilles fixes ou mobiles et des barrières flottantes ou immergées à la surface, qui arrêtent les éléments les plus gros.

Par suite de leur quantité, l'opération principale est le nettoyage des grilles et l'évacuation du produit, qui peut d'ailleurs faire l'objet d'un traitement en vue d'une récupération éventuelle.

Les matières plus fines : sables, boues, schlammes sont recueillies dans des fosses ou bassin de décantation, dont les produits sont dragués.

On estime que les eaux de l'Omseker, grand émissaire du bassin westphalien, contiennent 300 tonnes de schlamm de charbon par jour, que l'on se propose de récupérer dans un bassin de décantation à Carnap, à l'amont du débouché dans le Rhin (Z. V. d. I. 9 juin 1928)

Ces opérations constituent l'épuration mécanique. Elle peut suffire seule si les eaux décantées sont déversées dans un cours d'eau actif.

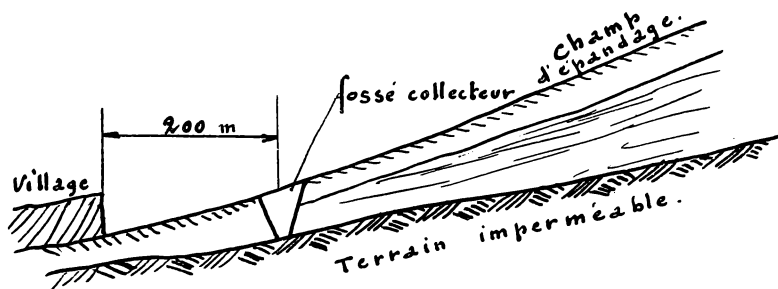
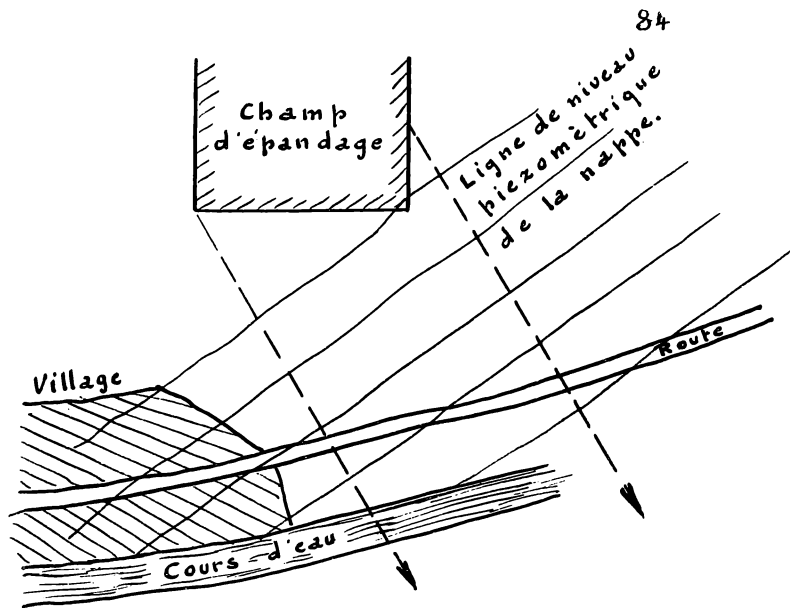
L'épuration chimique consiste en précipitation des matières nuisibles dissoutes ou en suspension colloïdale ; elle complète l'épuration mécanique mais elle semble devoir céder le pas à l'épuration biologique, qui utilise surtout l'action de bactéries oxydantes, mais dans laquelle la filtration, l'adsorption et l'oxydation interviennent également.

L'épuration biologique artificielle consiste à mettre l'effluent, au préalable épuré mécaniquement, en contact avec une grande masse inorganique très poreuse (galets, machefers, coke etc) dans laquelle l'air a librement accès. Ces massifs peuvent être dans des cuves que l'on remplit et vide lentement après un repos de 2 à 3 heures.

Entre chaque opération on laisse le massif s'aérer pendant 2 ou 3 heures au moins. Ou bien le massif reçoit l'eau dégoût de la partie supérieure sous forme de pluie ; l'eau et l'air sont toujours en contact dans le corps poreux.

L'évacuation et l'utilisation des boues abondantes est un grave problème. L'activation des boues (oxydation par l'air) semble faciliter leur dissociation et leur agglomération en vue de certains emplois, notamment comme combustible.

En fait, la méthode la plus efficace et qui a donné des résultats remarquables pour les effluents des grandes villes (Paris - Berlin) est celle de l'épuration biologique naturelle par épandage sur des terrains filtrants. Les terrains les meilleurs sont les sables, à la rigueur légèrement



argileuse, mais encore perméables. L'eau répandue sur le terrain descend à travers celui-ci jusqu'à la nappe phréatique, qui doit être assez profonde pour que la filtration et l'épuration soit parfaite avant que l'eau n'arrive à la nappe. (épaisseur filtrante 1 m au moins)

Il faut donc au préalable étudier la nappe dans toute son étendue et étudier le mouvement souterrain.

Les champs d'épandage doivent être en aval des agglomérations par

rapport à l'écoulement de la nappe et à une distance suffisante, d'au moins 200 m. Si un village se trouve en aval, on doit drainer la nappe à 200 m au moins en amont pour la détourner de l'agglomération.

Cela ne peut se faire que si la nappe est peu profonde à cet endroit; par conséquent elle ne peut servir aux besoins alimentaires et son détournement peut donc être admissible. On a envisagé tout d'abord l'utilisation intensive des terrains pour la filtration, mais on a établi qu'il y a une limite à ne pas dépasser, de 350.000 m³ par hectare et par an (35 m de hauteur d'eau par an) Cette filtration doit être intermittente, les terrains détrempés ne peuvent recevoir aucune utilisation.

L'eau est répartie par un réseau serré de rigoles, après avoir subi une épuration mécanique grossière. La répartition exige des petits ouvrages de réglage et une surveillance constante (personnel) On peut aussi procéder par arrosage, méthode qui exige plus de frais d'exploitation mais moins de dépenses de premier établissement.

Mais la méthode la plus parfaite est celle de la culture des champs d'épandage. La quantité d'eau est alors réduite à 10.000 ou 20.000 m³/h/an, soit 1 à 2 m de hauteur d'eau par an. Le nombre d'habitants desservis, de 7000 à 2000 par hectare pour la filtration intermittente est réduit à 500 et même 200 ou 300. L'utilisation agricole se fait par cultures irriguées; la végétation et la culture contribuent à l'épuration et sont d'un rapport certain. Ce système jouit d'une grande faveur en

France, en Allemagne et en Angleterre, mais exige de grands terrains disponibles. Il doit s'accompagner éventuellement de drainages appropriés. A Berlin, la superficie des champs d'épandage était de 11.000 ha en 1926, recevant 226 millions de m^3 d'eau par an, soit 60 à 80 m^3 par ha et jour en moyenne. La capacité peut varier de 40 à 160 m^3 par ha / jour suivant la situation et la nature du sol, mais en période humide, la culture demande moins d'eau. On constate toutefois que les terrains peuvent absorber plus d'eau si elle est d'abord clarifiée. C'est ainsi qu'on a établi à Wassmannsdorf une installation traitant 100 000 m^3 d'eau par jour.

Elle comporte un étang et 3 bassins de décantation (vitesse 20 m /sec), où les boues séjournent 3 mois; on y récupère le méthane de la putréfaction, que produit la force motrice de pompage et le chauffage. Les boues séchées servent d'engrais.

§ 4) Quantités à évacuer. On rapporte les eaux usées et vannes au nombre d'habitants. La consommation spécifique par jour a été indiquée dans le chapitre précédent. On peut admettre en moyenne 100 l par jour. Le débit horaire maximum est environ 10% du débit journalier moyen. On en déduit facilement le débit total.

Il faut envisager l'accroissement d'avenir pour une période de 20 à 30 ans, d'après les mêmes considérations que pour les distributions d'eau.

On peut aussi se référer à la densité de population par hectare et à l'accroissement présumé de l'agglomération bâtie. Les données précises doivent résulter d'enquêtes; le chapitre précédent contient des chiffres moyens pouvant servir de guides. Le débit maximum est souvent exprimé en l/haect/seconde; le calcul est aisé. Une erreur d'estimation a généralement peu d'importance car dans le système séparé les canalisations sont le plus souvent surabondantes et dans le système unitaire, les eaux vannes et usées ne constituent qu'une très faible proportion de l'effluent maximum.

Tout ce qui est de la quantité des eaux industrielles, de leur répartition et de leur accroissement, le mieux est de procéder par enquête et de contrôler les résultats d'après des données publiées.

Le gros débit provient des eaux de ruissellement. La base la plus sûre est fournie par des observations pluviométriques assez longues. Le cours d'hydraulique fluviale, chapitre I, contient des données sur les hauteurs de pluie annuelles et les pluies exceptionnelles. On ne peut généralement pas se baser sur celles-ci. On peut établir, selon Frühling, la courbe de durée des averses d'orage ou encore les courbes de durée des pluies dont l'intensité est atteinte à des intervalles moyens de 1 an, 2 ans, 10 ans ou tout à fait exceptionnellement. A défaut de données d'observation locale, on se documentera sur la question et l'ordre de grandeur des intensités admises dépendra du degré de sécurité contre

les submersions accidentelles que l'on doit réaliser. Les chiffres suivants sont cités à titre d'exemple et constituent de bonnes moyennes.

Durée (')	11	13	14	18	20	23	29	38	55	70	94	130	197	329	622	
Intensité (l/hect/se)	200	150	125	100	90	80	70	60	50	45	40	35	30	25	20	14,46

Ces chiffres résultent d'une formule empirique de Frühling; ils correspondent à une hauteur d'eau annuelle de 600 mm. En région plus pluvieuse, il faut majorer en proportion de 4 a. Ils conviennent pour les égouts fermés dans les limites économiques; des pluies exceptionnelles peuvent, en de rares circonstances, donner lieu à des brèves submersions.

Pour des émissaires à ciel ouvert, la dépense étant moins forte, on considère éventuellement une intensité plus forte (jusqu'au double selon Imhoff) D'après les observations faites par cet auteur dans le bassin de l'Emser, les intensités de pluies suivantes sont dépassées:

pluies de 20' tous les 2 ans 85 l/hect/seconde } exceptionnellement.
tous les 10 ans 175 l/hect/seconde }

pluies de 80' tous les 2 ans 30 l/hect/seconde
tous les 10 ans 55 l/hect/seconde
exceptionnellement 125 l/hect/seconde

Les averses d'orage donnent les maxima pour les petits bassins; pour les très grands bassins, il peut être excessif de supposer que la pluie d'orage tombe dans toute leur étendue, mais la pluie maximum journalière peut être déterminante; on admettra dans nos régions 75 à 100 mm par jour (voir hy.draulique fluviale). On applique parfois à l'intensité des pluies d'orage un coefficient dit de répartition, dépendant de la longueur de la canalisation et qui est destiné à tenir compte du fait que l'intensité d'une pluie n'est pas partout égale au maximum. La notion est mal définie et la détermination sérieuse du coefficient paraît impossible. Dans ces conditions, il vaut mieux ne pas s'en servir et son emploi est d'ailleurs loin d'être général.

Par contre, il faut tenir compte du coefficient d'imperméabilité.

On admet en moyenne pour les toitures $\psi = 0,8 - 0,9$

Chaussées pavées étanches (à joints d'asphalte) $\psi = 0,7 - 0,9$

Chaussées pavées à joints de sable 0,4 - 0,7

Empiècement 0,3 - 0,5

Chemins de terre et terrains non cultivés 0,1 - 0,3

Jardins et parcs. 0,05 - 0,15

Cultures, prairies, forêts 0 - 0,10

On effectue les produits des surfaces de différentes natures par ces coefficients. On peut en déduire un coefficient d'imperméabilité ψ_{moy} , dont on peut, pour les avants projets, admettre des valeurs moyennes.

agglomérations serrées anciennes	$\psi = 0.7 - 0.9$	en moyenne	0,8
" " modernes	0.5 - 0.7	" "	0.6
Quartiers industriels et com. rurales	0.3 - 0.5	" "	0.4
Terrains non bâtis, gares.	0.1 - 0.3	" "	0.2
Jardins publics	0,05 - 0,15	" "	0,1

Enfin un élément important de la question est celui de la durée du ruissellement ou du retard d'écoulement. Il n'intervient pas pour une pluie qui dure plus longtemps que le temps que met une particule d'eau pour parcourir tout le bassin (voir théorie du ruissellement, cours d'hydraulique fluviale) dans ce cas le débit maximum en un point est $\varphi = \psi q s$.

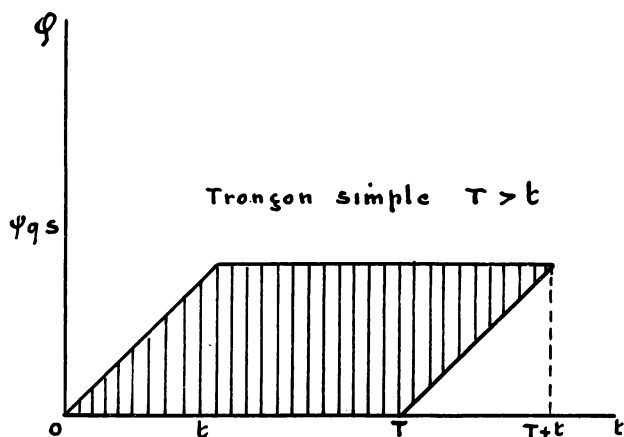
S étant la surface du bassin versant et q le débit spécifique de pluie. Mais si la pluie est plus courte que la durée de ruissellement, au moment où elle cesse, l'eau tombée à l'extrémité amont du secteur n'a pas encore atteint l'extrémité aval et le débit maximum est moindre que celui donné par la formule ci-dessus. Rigoureusement, il faudrait appliquer la théorie du ruissellement pré-rappelée, ce qui est pratiquement impossible, à cause de l'inconnissance des vitesses exactes de ruissellement. La question se complique encore du fait qu'on ne sait pas quelles sont les durées et intensités de pluie qui donneront le débit maximum en tenant compte du retard; il faudrait à vrai dire faire le calcul dans plusieurs hypothèses.

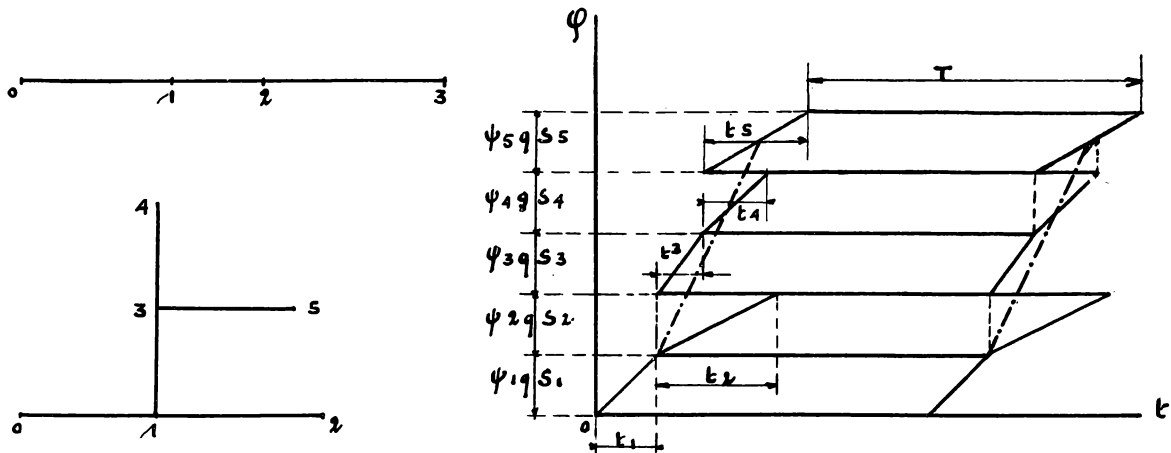
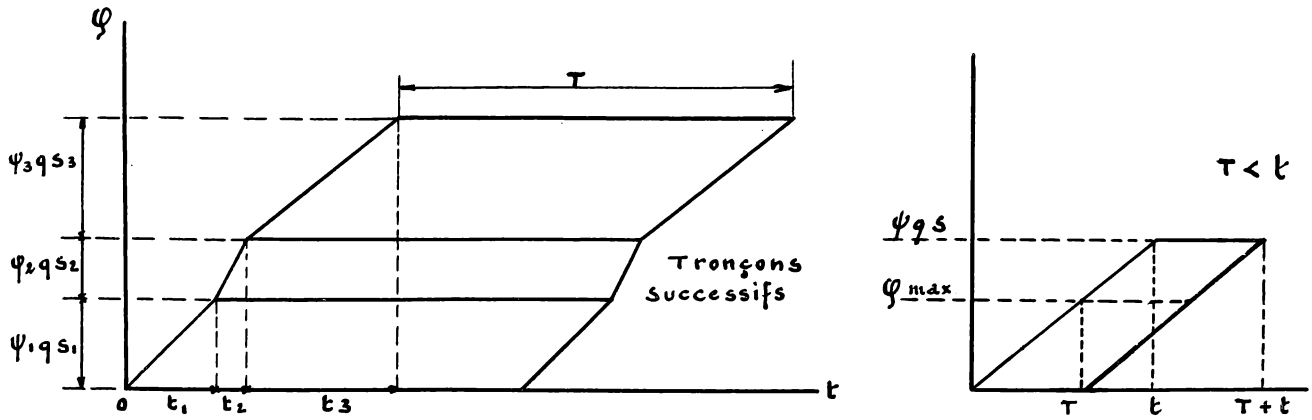
Dans une hypothèse déterminée, si l'on ne tient pas compte de la durée de ruissellement de l'eau avant son arrivée à l'égoût (très rapide dans les agglomérations assez serrées) on peut procéder comme suit. Soit T la durée de la pluie et t celle du ruissellement $t = \frac{L}{v}$. L = longueur de l'égoût, v = vitesse moyenne de l'eau.

On trace en abscisses les temps, en ordonnées les débits croissant de 0 au temps 0 jusqu'à $\psi q s$ au temps t et gardant cette valeur jusqu'au temps $t + T$. On obtient ainsi un parallélogramme de base T et de hauteur

$\psi q s$ dont la surface représente le volume total de la pluie parti par l'extrémité aval de l'égoût. Le débit instantané est donné par l'ordonnée interceptée à l'intérieur du parallélogramme. Le débit maximum est $\psi q s$ si $T > t$, il est moindre si $T < t$.

Si la canalisation comporte plusieurs tronçons de caractéristiques L, v, t et ψs différentes, on superpose les divers parallélogrammes de même base T de l'aval vers l'amont.





Le débit instantané maximum à l'extrémité aval de chaque tronçon est égal à l'ordonnée maximum interceptée par les parallélogrammes à partir et au dessus de celui qui correspond au tronçon envisagé.

Au point de jonction de deux conduites on superpose les diagrammes des deux tronçons en partant d'une même origine de temps et on additionne les ordonnées. Les vitesses v et donc les temps t ne sont pas connus a priori, il faut procéder par approximations successives.

On voit que pratiquement le calcul, pour élémentaire qu'il soit, peut cependant être long.

Observons que, d'après les diagrammes précédents $\varphi_{\max} = \frac{\psi q S T}{t}$ lorsque $T < t$. Or qT croît lorsque T croît, mais q décroît lorsque T croît.

Donc le maximum de φ_{\max} a lieu pour $t = T$, ce qui est conforme à la méthode anglaise de Lloyd - Davis. La pluie à envisager pour une canalisation de longueur et de pente déterminée (ce qui fixe t) est donc ainsi fixée. Si l'on veut faire varier économiquement la section de l'égout par tronçons, on doit déterminer le débit maximum pour chaque tronçon et envisager une pluie différente pour chaque tronçon. On peut cependant se servir d'un seul diagramme des débits de pluie en faisant varier l'échelle des débits et en modifiant les

temps T, ce qui n'implique que le tracé de quelques parallèles.

Ces méthodes sont d'application difficile si la durée de ruissellement hors des conduites est importante, ce qui peut se produire dans les bassins endigués devant recueillir les eaux de grandes zones rurales pour les diriger au delà des digues. Il faut apprécier les vitesses. Pour le ruissellement sur le sol, on admettra les vitesses critiques d'érosion correspondant au terrain ou on procédera par expérience directe. On calculera les vitesses dans les fossés, canaux ouverts et égouts fermés. On envisagera les pluies de durée égale à celle de ruissellement pour tous les tronçons du réseau.

Si l'on envisage d'une manière critique le calcul précédent, on constate combien les facteurs principaux q , ψ , T et t sont mal déterminés, sinon arbitraires. Selon l'observation du Dr Imhoff, la recherche d'une grande précision est sans objet. Il est dès lors préférable de rechercher des méthodes rapides, simples et sans aléas.

On est ainsi justifié d'admettre $\Phi_{max} = K \psi q S$. $K < 1$ est le coefficient de retard. On prend pour q l'intensité de la pluie la plus courte exerçant son plein effet sur l'égout, soit celle de 15 à 20 minutes. On voit que K dépend donc de la courbe de durée des pluies et de la durée de concentration t de la conduite considérée. En effet

$$\Phi_{max} = \psi q_t S = K \psi q_{15} S, \text{ d'où } K = \frac{q_t}{q_{15}}$$

M^r Imhoff a établi ainsi une courbe de K en fonction du temps t dans laquelle il a encore introduit une correction, d'ailleurs arbitraire, pour tenir compte de la saturation de la surface du sol pour les pluies de longue durée.

$t =$	15	20	30	40	50	60	90	120	150 minutes
$K =$	1	0,85	0,66	0,53	0,44	0,37	0,28	0,24	0,23

On a proposé $K = \frac{1}{\sqrt{S}}$ (Burkli - Brise), mais cette formule a été très critiquée. K dépend en effet plutôt de L .

Le docteur Imhoff a proposé $K = \frac{1}{\sqrt[n]{L}}$.

L en hectomètres

- $n = 3,5$ pour les fortes pentes.
- $n = 3$ pour les pentes moyennes.
- $n = 2,5$ pour les faibles pentes.

Ces formules simples donnent des résultats peu différents des méthodes compliquées et satisfaisants. Pour se guider, on peut se référer à des tables ou diagrammes des valeurs de Φ_{max} spécifiques en l/hect/seconde exprimées en fonction du nombre d'hectares. (Imhoff)

L'Engineering du 22.6.28 donne une courbe des débits spécifiques en fonction du nombre d'habitants par acre (0,4 ha) pour la région de Manchester.

Dans certaines régions où les orages se concentrent de préférence, il peut être prudent de réduire t , ce qui correspond à un orage se déplaçant d'amont en aval au dessus de la canalisation.

Enfin, il y a lieu d'envisager les causes souterraines qui peuvent s'infiltrer dans les conduites et qui sont généralement faibles, car on évite autant que possible de poser les égouts dans la nappe aquifère ou on les y descend le moins possible et on les rend aussi étanches que possible, pour éviter la pollution de la nappe phréatique. Dans le système réparé, on prévoit 100% de supplément aux causes usées pour les causes de pluie et d'infiltration, faute de données plus précises.

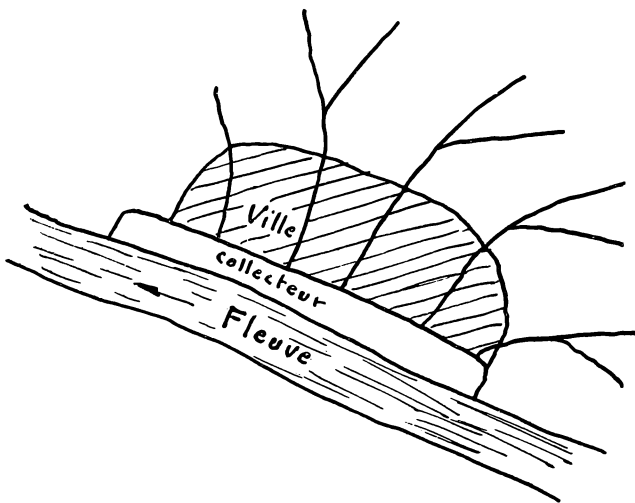
Si des égouts doivent drainer des caves plongeant dans la nappe aquifère le mieux est de déterminer les débits moyens par expérience d'après le niveau de la nappe. Les caves se comportent sensiblement comme des puits et pour les fluctuations pratiques de niveau, on trouve généralement que le débit est sensiblement proportionnel à la charge.

§ 5) Construction des réseaux. Les réseaux sont subdivisés en zones et étages, dont la disposition dépend de la topographie et de l'étendue du terrain à assainir. On établit dans les zones des collecteurs de divers rangs qui, dans leur partie inférieure, portent le nom d'émissaires lorsqu'ils ne reçoivent plus d'apports.

Le danger d'obstruction et d'envasement est moindre dans ces tronçons. Les débouchés sont placés aux extrémités aval des zones et sont donc déterminants pour la subdivision.

Une des dispositions les plus fréquentes consiste à faire coïncider les zones avec les valonnements naturels. Le collecteur est placé dans le thalweg et son débouché est naturellement au confluent avec la vallée principale. Ce collecteur peut être constitué par la canalisation d'un ruisseau.

L'étagement fréquent des grandes villes sur les versants des vallées permet la constitution d'une série d'égouts perpendiculaires au fleuve, desservant leur produit tout le long de celui-ci. Cette disposition est anti-hygiénique. Il est préférable de faire aboutir les égouts des versants dans un collecteur parallèle au fleuve et dont le débouché est en aval de la ville. Si le versant est très étendu, on divise parfois le réseau par des égouts intercepteurs étagés parallèlement au fleuve et qui constituent ainsi plusieurs étages, qui peuvent converger vers



un débouché unique.

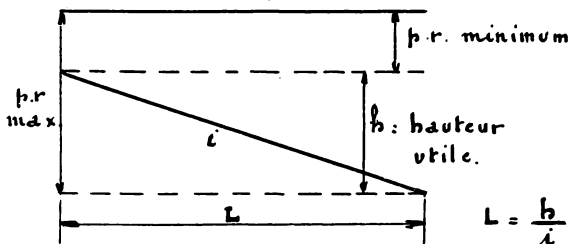
Lors des raisons de pente, il est avantageux de pouvoir établir le débouché des collecteurs latéraux immédiatement en aval d'un barrage (Liège)

On peut avoir des débouchés sur les deux rives, mais pour le pompage en période de crue et pour l'épuration, la question se pose d'établir des installations sur chaque rive ou de réunir les émissaires par un siphon. C'est la dernière solution qui a été adoptée à Liège.

Après le siphon de coronmeur, le collecteur unique se dirige vers le débouché en aval du barrage de l'île Mousin, où se trouve la station de refoulement.

Une zone peut comporter plusieurs étages, notamment des étages bas au voisinage du fleuve. Les eaux de cet étage sont refoulées dans le fleuve, éventuellement par le collecteur de l'étage supérieur. La jonction est établie par une station de pompage.

Dans les agglomérations très étendues en terrain plat, la longueur des zones



est limitée par la hauteur utile du terrain dans laquelle on peut poser les canalisations et qui est limitée à la partie supérieure par l'enfoncement minimum et à la partie inférieure par la nappe phréatique ou les conditions d'économie. La longueur sera d'autant plus grande que la pente

est plus faible, mais elle ne peut descendre sous une certaine limite.

On est ainsi conduit à établir des zones avec des points bas, où l'on établit des stations de pompage refoulant dans des émissaires.

C'est ainsi que la ville de Berlin comporte un grand nombre de zones (78) système qui a reçu le nom de radial.

Les pompes refoulent directement vers les champs d'épandage par des conduites sous pression en acier, soit dans les canalisations d'une section voisine. Il y a 63 stations principales de pompage et 4500 km d'égouts pour 23500 ha canalisés (1926) sur 87000 que comporte l'agglomération. Une superficie supplémentaire égale devant être canalisée avant la fin de 1928.

L'emplacement des collecteurs et des débouchés étant fixés, la disposition des égouts élémentaires se fait tout simplement d'après la disposition des rues et l'allure du terrain, ainsi que la nature du sous-sol.

Le réseau peut parfaitement affecter la forme ramifiée; la forme maillée n'a pas ici les mêmes avantages que pour les distributions d'eau.

Les jonctions d'égouts se font cependant généralement à tous les croisements, sauf raisons spéciales d'y déroger.

§ 6) Déversoirs d'orage. Les collecteurs du système unitaire envoient habituellement aux stations de pompage et aux installations d'épuration le

produit très concentré des cause usées. Lors des fortes pluies, le débit est un multiple élevé de cet effluve ordinaire, il en résulte une forte dilution, suffisante pour permettre l'évacuation sans épuration et telle qu'il n'y a pas avantage à déverser toutes ces cause sur les champs d'épandage.

Il y a donc tout intérêt à éviter les dépenses de pompage de ces masses d'eau. On détermine le degré de dilution des cause usées que l'on considère comme tolérable au point de vue hygiénique, compris entre 2 et 10, en moyenne 5.

On établit dans les égouts collecteurs, en des endroits appropriés et aussi rapprochés que possible du fleuve, des déversoirs d'orage latéraux, dont le seuil correspond à la hauteur d'écoulement du débit donnant le degré de dilution voulu. Lorsque le niveau dépasse ce seuil, la nappe supérieure s'écoule en partie par un émissaire spécial directement vers le fleuve.

On calcule la largeur du seuil pour assurer l'évacuation du débit excédant celui qu'exige la dilution. On peut appliquer les formules perfectionnées des déversoirs latéraux (voir cours d'hydraulique générale)

M. Fröhling envisage cependant l'application des formules simples des déversoirs, à seuil découvert ou noyé, selon le niveau d'aval. Pour le 1^{er} cas, le seuil étant parallèle au courant et à crête arrondie, il envisage même la formule simple $Q = 0,5 l h \sqrt{2gh}$, l étant la longueur du déversoir.

Cette formule donne des longueurs excessives mais que l'on adopte souvent par prudence, vu l'incertitude de toute les données de la question.

Le débit maximum à refouler dépend du degré de dilution, qui détermine la capacité de la station de pompage et d'épuration.

Nous avons vu qu'il détermine aussi le niveau minimum du seuil du déversoir d'orage. Mais le déversoir peut-être placé plus haut, par raison de construction ou de sécurité, notamment pour éviter un reflux des cause du fleuve en crue, par exemple. Alors par suite du débit limité de pompage, en cas de débit plus grand, l'eau se met en charge dans l'égout jusqu'à dépasser le seuil du déversoir et l'excès de débit s'écoule. Seulement on doit pomper en plus le volume d'eau correspondant à la tranche comprise dans l'égout entre le niveau minimum et le niveau réel du déversoir. Les déversoirs sont généralement fixes.

On peut les surmonter de poutrelles ou de vannes, pour régler la dilution ou pour permettre éventuellement l'introduction de l'eau du fleuve, en vue de l'irrigation des champs d'épandage en période de sécheresse exceptionnelle.

Un long collecteur latéral peut ainsi présenter une série de déversoirs d'orage, d'importance croissant d'amont en aval et dont ceux d'aval fonctionnent le plus souvent et le plus longtemps.

La forme des déversoirs doit être bien étudiée en plan et en profil pour assurer un bon écoulement et éviter des remous.

La question n'est pas du tout élucidée théoriquement et pratiquement et peut faire l'objet de recherches expérimentales intéressantes.

§7) Canalisations. Un égout élémentaire est caractérisé par son profil en long et sa section. Le profil en long est déterminé par la pente et la profondeur minimum. La nécessité de drainer les caves exige, pour permettre le raccordement, que le plan d'eau soit au moins à 0,50 m dessous du sol des caves, soit de 2 à 3 m sous le sol. Il faut éventuellement plus si les terrains sont déclivés de la rue vers l'intérieur.

Si la profondeur voulue ne peut être réalisée en tous cas, par exemple lors des pluies d'orage ou de crue du fleuve, il faut disposer sur les raccordements des clapets automatiques empêchant le reflux.

Dans le système séparé, l'égout des eaux pluviales peut avoir son plan d'eau à 20 cm seulement sous la voirie. Seulement comme les canalisations doivent toujours être recouvertes d'au moins 1,00 à 1,50 m de terre pour être à l'abri du gel, si l'on veut éviter que la canalisation soit mise sous pression, il faut mettre le plan d'eau à 1,75 m environ sous la voirie et, en tous cas, suffisamment en dessous des points les plus bas à drainer.

Du point le plus élevé et éventuellement de part et d'autre, on trace le profil en pente minimum ou avec la pente disponible jusqu'au point obligé ou point bas le plus voisin, en veillant à rester toujours à profondeur suffisante et aussi à ne pas s'enfoncer trop. C'est une question de cas d'espèce; on ne s'astreint d'ailleurs pas de suivre exactement le terrain. En terrain peu déclivé, le problème peut être difficile et il s'impose de partir du niveau le plus bas, imposé par le fleuve par exemple.

On trace alors le profil vers l'amont jusqu'à ce que la profondeur minimum soit atteinte. Au delà de ce point, on doit s'enfoncer d'avantage dans le terrain et élever les eaux. Les émissaires, qui n'ont pas de raccordement, sont plus indépendants au point de vue de la profondeur. Ils peuvent même être au dessus du sol, sauf à être protégés du gel par un remblai. Ils peuvent aussi fonctionner en charge; mais ils doivent alors être constitués à cet effet.

Les égouts élémentaires assez profonds peuvent aussi éventuellement fonctionner en charge.

On considère comme pentes minima, assurant des vitesses minima supérieures à 0,40 à 0,60 m/seconde (en dessous de quoi on ne peut descendre pour éviter l'envasement).

En Belgique, le Conseil supérieur d'hygiène prescrit 0,70 m/seconde. Pour pouvoir réduire la pente en pays plat et descendre ainsi la vitesse à 0,35 m/seconde, M^r Salmon, ingénieur de la ville de Bruges empêche l'introduction des sables dans les égouts par des bouches à bassin de décantation. L'expérience a été concluante paraît-il (A.I.G. 4: fascicule 1927)

L'étanchéité doit être parfaite, notamment celle des joints, de peur de polluer la nappe phréatique. Les canalisations susceptibles d'être mises en charge doivent donc être spécialement bien constituées. En mauvais terrain on emploiera des fondations résistantes. Les égouts sont posés ou construits en fouille étroite, blindée et asséchée s'il faut, éventuellement par puits filtrants en très mauvais terrain.

Les tubes moulés de grandes dimensions sont posés au moyen d'appareils spéciaux de manutention. Les deux tubes du système séparé sont autant que possible posés dans une même fouille.

Pour le système séparé, on a employé en Allemagne des tubes doubles, dont les joints doivent être tout à fait étanches. En général les égouts sont tout à fait étanches. Ce n'est qu'exceptionnellement qu'on les rend drainants, tels les collecteurs de la ville de Liège qui peuvent recevoir des eaux souterraines des versants par des barbacanes établies dans les piedroits assez haut pour ne pouvoir être submergées par les eaux d'égouts.

Les raccordements pénètrent dans les canalisations obliquement à 45° dans le sens de la pente et avec la pente indiquée. Ils sont établis assez haut au dessus du fond pour pouvoir être aérés par intermittence, mais au maximum à 80 cm dans les égouts visitables.

Des regards d'accès ou d'inspection sont placés aux extrémités, aux points de jonction et à toutes les ruptures de pente et de direction; en outre en des points intermédiaires, espacés de 30 à 60 m, de manière à permettre les accès ou l'inspection à la lampe et le curage.

Les puits ont de préférence la forme ronde; ils sont en maçonnerie ou en anneau de béton et pourvus d'échelons métalliques.

Pour les grands égouts, ils sont le plus souvent latéraux et pourvus d'escaliers. Pour la ventilation, les regards reçoivent des cheminées débouchant au dessus des toits des maisons et éventuellement dans des cheminées de chauffage ou industrielles, dont le tirage est assuré.

Les jonctions, changements de sections, etc font l'objet de dispositions assez spéciales en vue de favoriser l'écoulement et d'éviter les remous.

Il en est de même des déversoirs d'orage qui sont fréquemment placés en aval de points importants de jonction. A Berlin on les établit en déversoir ordinaire placé dans une chambre latérale de mise en charge, séparé de l'égout par une cloison plongeante, pour éviter l'entraînement des corps flottants ou en suspension.

Il arrive que des siphons soient établis au croisement d'égouts; il faut veiller à aérer les angles susceptibles de recevoir des accumulations de gaz.

Les siphons sous les cours d'eau, de préférence à plusieurs tubes, sont terminés par des chambres accessibles et pourvus de dispositifs de bouche.

Les débouchés sont inclinés par rapport aux rives et débouchent généralement au niveau de la flottaison normale, en pente douce ou en

doctrine. Si les fluctuations du niveau du fleuve sont fortes, le débouché reçoit un clapet automatique ou une porte de crue (Liège) pour éviter le reflux lors des hautes eaux. Si le débit est très variable, le débouché peut être prolongé jusque dans le milieu du lit pour le débit des eaux usées et s'ouvrir dans la berge pour le débit des fortes pluies, grâce à une porte automatique de retenue (Cologne)

Les raccordements aux terrains privés et aux bouches d'égouts se font généralement par des siphons à occlusion hydraulique. La neige peut être évacuée par les regards ou des puits ad hoc. Il existe parfois aussi de grandes ouvertures de curage au dessus des chambres à sable.

§ 9) Entretien et curage. Un réseau d'égouts entraîne une exploitation assez particulière, surtout s'il y a des stations de pompage, d'épuration, etc. Les égouts demandent un entretien constant, pour éviter les infiltrations dans le bassin notamment et surtout les obstructions que tentent à produire les dépôts des eaux usées et vannes. En cas d'irrégularité de fonctionnement, il faut inspecter les égouts, soit en les parcourant ou en éclairant les tuyaux non visitables par un regard et en plaçant un miroir dans le regard voisin. Les curages se font de diverses manières, entre autres par chasse. Certains regards munis de clapets ou de vannes permettent d'arrêter temporairement le débit. Lorsque le niveau s'est élevé suffisamment, on lâche les eaux.

On se sert aussi de tiges spéciales, assemblés par tronçons bout à bout et munis de brosses, griffes, crochets etc pour désagréger les obstructions et retirer les objets volumineux introduits dans la canalisation.

On emploie aussi des cloisons fermant presque toute la section de l'égout, sauf pris du radier et fixés sur des chariots roulant sur les piedroits ou sur le fond, ou à une barque. L'écoulement étant ralenti, l'eau se met en charge derrière la cloison qu'elle pousse en avant en raclant les dépôts. En même temps, une lame d'eau à grande vitesse sur le radier remue les boues devant l'appareil.

D'après le même principe on emploie pour les tubes circulaires de petit diamètre ou en siphon une boule d'un diamètre légèrement inférieur à celui du tube et qui est poussée par l'eau accumulée.

Les dragues à main peuvent être employées dans les grands canaux. Les boues sont recueillies dans des chambres spéciales, d'où on les extrait. Lorsque les pentes sont faibles, il y a intérêt à recueillir les boues avant l'égout, dans des récipients placés aux raccordements et qui doivent être vidés régulièrement. On recueille de même les graines et aussi les essences de naphthé, dont les vapeurs sont dangereuses pour le personnel des égouts. Nous avons déjà indiqué précédemment le principe de la décantation des boues avant l'égout, à propos du système Salmon.

§ 10) Systèmes spéciaux. On conçoit que c'est surtout en pays plat que le problème des égouts est difficile, notamment dans les plaines maritimes, où la nappe d'eau est voisine du sol. Il en résulte bien que les caves sont peu profondes, ce qui est un allègement, néanmoins il est difficile sans élévations multiples et coûteuses d'obtenir les pentes voulues. Le système Salmon a été conçu pour résoudre le problème, mais on conçoit combien il est délicat (pentes de 0,5 ‰). Il est évidemment à la limite.

On a cherché des auxiliaires autres que la pente et le pompage habituel. On a employé le vide et l'air comprimé.

Les systèmes à vide sont d'origine française (Liernur 1867 et Berlier 1881). Le 1^{er} système a été appliqué à Trouville en 1897 et dans de nombreuses villes des Pays-Bas. Il est coûteux. Chaque maison et chaque bouche d'égout a un récipient d'attente. Le réseau possède un réservoir collecteur où une canalisation d'aspiration d'air fait le vide. Si le réservoir est mis en communication avec les raccordements, ceux-ci se vidant dans le réservoir. Le réservoir est ensuite mis en communication avec un égout ou regagne une dépression et se vide à son tour. L'opération recommence environ tous les quarts d'heure. Le système a reçu une nouvelle application récente aux Sables d'Orne (1927-1928), on envisage même le transport des ordures ménagères par l'égout, éventuellement après broyage.

Le système anglais Shone (1875) emploie l'air comprimé pour le transport. Le fonctionnement est à peu près le même que le précédent, sauf que l'eau arrive librement au réservoir accumulateur et que le fonctionnement est tout à fait automatique et plus économique.

Le système est appliqué en Angleterre et en Allemagne.

Dans un autre ordre d'idées, nous citerons le système Bafnot, appliqué dans le bassin de Liège pour l'assainissement des territoires endigués.

En vue de réduire la hauteur de refoulement et le volume des caux à refouler, les caux usés et de ruissellement des terrains bas sont recueillis par un réseau peu profond. Les caves sont drainées par un réseau profond étanche, de faible section, dont les caux sont refoulés, par de petites stations automatiques dans le réseau supérieur.

Des clapets automatiques empêchent le refoulement des caux du réseau supérieur dans le réseau inférieur et celles du réseau inférieur dans les caves. Ainsi toutes les fonctions du réseau d'égouts sont réalisées avec le minimum de drainage de la nappe phréatique et le minimum de travail de refoulement.

Chapitre VII

Notions sommaires d'hydraulique agricole.

§ 1) Généralités. L'appropriation des terrains pour la culture dépend de leur nature et de leur humidité, d'une manière qui varie avec le climat. La couche superficielle de terre arabe (0,15 à 0,20), qui est active pour la culture, provient du diluvium, des alluvions modernes ou des produits de décomposition superficielle des roches.

Les principaux éléments sont le sable, l'argile, le calcaire et l'humus (matières organiques). Les meilleurs sols sont argilo-calcaires (terres fortes) ou argilo-sableux (terres légères). Les sols argileux ou sableux doivent être amendés; les sols calcaires sont mauvais, ainsi que les sols tourbeux, acides qui ne conviennent pas à la végétation. On les neutralise par des calcaires.

L'eau est indispensable à la végétation; elle doit exister en quantité suffisante mais non excessive, de telle sorte que l'air puisse circuler dans l'humus en vue d'assurer la nitrification des matières organiques azotées, et afin d'éviter l'évaporation intense, qui refroidit les terres.

L'eau arrive aux végétaux par infiltration à partir de la surface (pluies, arrosages), par condensation de l'humidité atmosphérique (un architecte belge, M^r Knapen a proposé récemment l'emploi, dans les pays chauds de grandes chambres de condensation atmosphérique en maçonnerie pour créer des réserves d'eau) et par ascension capillaire de l'eau phréatique. Si la nappe phréatique atteint ou noie la terre arable, on a des terres froides ou des marécages, impropres à la culture.

Les terrains qui ne reçoivent pas naturellement assez d'eau doivent être irrigués. Presque toutes les eaux conviennent à cet usage, notamment les eaux d'épuit et les eaux limoneuses, qui sont généralement fertilisantes. Le limonage ne s'effectue d'ailleurs pas seulement pour fertiliser, mais aussi pour remblayer des terres froides ou marécageuses jusqu'à les rendre propres à la culture. Cette opération est le colmatage.

Il est néanmoins utile d'analyser les eaux, celles qui sont trop minéralisées ou acides ne conviennent pas; elles ne doivent pas non plus être trop froides.

Les terrains trop humides doivent être drainés, en vue d'abaisser la nappe phréatique. Les terrains bas voisins des cours d'eau, notamment dans le bas inférieur, ou en bordure du rivage de la mer (Fays-Bas) peuvent être conquis sur les eaux par des digues, mais il faut alors les assécher d'une manière permanente pour les rendre propres à la culture.

Les terrains repris sur la mer doivent d'abord être l'objet d'un traitement spécial en vue de les désaler (olders du Zuiderzee)

En Camargue, on procède par submersion et établissement de rizières.

Les opérations d'irrigations, de drainage et d'assèchement doivent être lucratives. Elles exigent des dépenses d'installation, d'entretien et d'exploitation qui doivent être couvertes et au delà par le rapport des cultures.

Une étude économique doit donc précéder l'exécution, leur exactitude est souvent aléatoire et ne précède pas toujours à leur établissement, de même que l'esprit critique à leur examen. Le morcellement de la propriété rurale fait que ces entreprises sont le plus souvent effectuées par des syndicats, conformément aux positions légales spéciales (wateringues, polders etc, voir cours de droit administratif). Très souvent l'établissement se fait avec le concours de subvies officiels, mais on décèle une fâcheuse tendance à l'abandon et à la négligence d'entretien des travaux établis, dont le fonctionnement est dès lors compromis. C'est le point le plus délicat de la question dans les pays où l'hydraulique agricole est très développée administrativement et qui est de nature à limiter l'intervention officielle à la mesure raisonnable.

Des résultats remarquables ont été obtenus par les irrigations en France et en Afrique du Nord, en Italie (où des travaux remarquables ont été entrepris dès l'époque romaine), dans les Indes britanniques, en Égypte (voir A. P. C. 1926). Les drainages et assèchements ont été aussi fructueux dans les Pays-Bas, en France et en Allemagne. La fermeture et l'assèchement du Zuiderzée, en cours d'exécution, est une des plus gigantesques entreprises de l'espèce, due presque entièrement à l'art de l'ingénieur des constructions civiles. Son action est importante dans toutes les entreprises de vaste envergure de ce genre, qui exigent la construction de réservoirs, barrages, prises d'eau, dérivations et aqueducs, siphons, stations élévatoires, ouvrages de régulation et de distribution etc. Les dispositions agricoles proprement dites sont du domaine de l'agronomie et s'il est désirable que l'ingénieur en soit informé, il serait cependant présomptueux de se passer du concours de l'agronome, qui est indispensable.

En d'autres termes, la fonction de l'ingénieur sera surtout celle de la conception et de l'exécution des grands ouvrages et implique une part prépondérante dans la direction des travaux. La connaissance générale de l'hydraulique et des principes de construction, exposés dans les autres parties des cours et dans les chapitres précédents, permet à l'ingénieur d'assurer ce rôle. Les § suivants se limiteront aux définitions relatives aux questions d'hydraulique agricole spéciale.

Pour plus de détails, je renvoie aux ouvrages spéciaux, notamment

Bechmann,	Hydraulique agricole et urbaine,
Bligh.	The practical design of irrigation works.
Kruger	Kulturte Wasserbau.

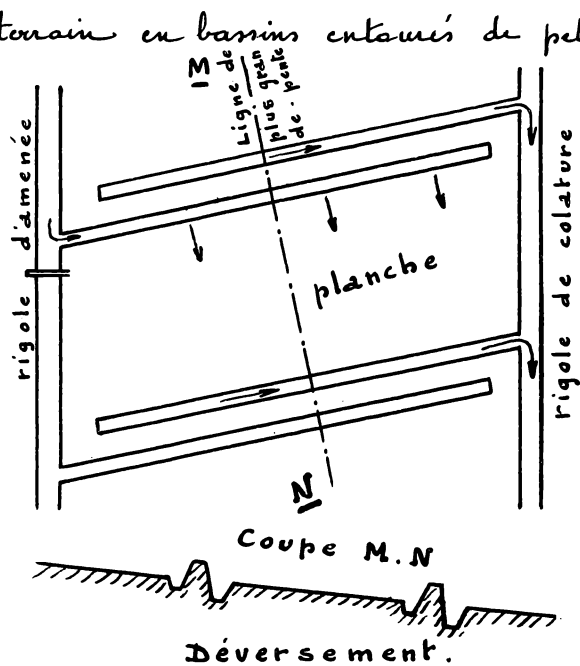
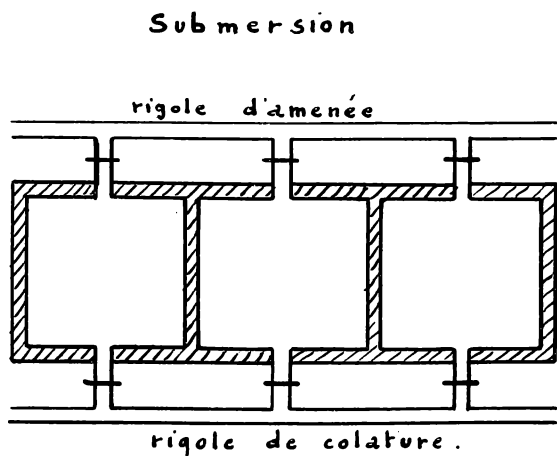
5 2) Irrigations. Les irrigations peuvent avoir pour but l'humectation ou la fertilisation; cette dernière action exige cependant en général des qualités spéciales de l'eau et de préférence certains modes opératoires (submersion)

La détermination des quantités d'eau dépend du climat, du terrain et de la culture ainsi que du mode d'irrigation. L'irrigation artificielle s'effectue en période de végétation seulement, et par intermittence ou pendant une certaine période de la végétation (rizières). Pour la culture du riz, il faut submerger pendant 4 à 5 mois de l'année.

Les limonages se font au contraire en dehors des périodes de végétation, avant l'ensemencement. En Italie et dans le Midi de la France, on estime les besoins à 0,75 à 1,75 l/bect/seconde, en moyenne 1 litre, soit en moyenne 1,58 m d'eau en 6 mois ou 0,086 m tous les 10 jours. Le chiffre le plus faible s'applique aux terres fortes, le plus élevé aux terres légères.

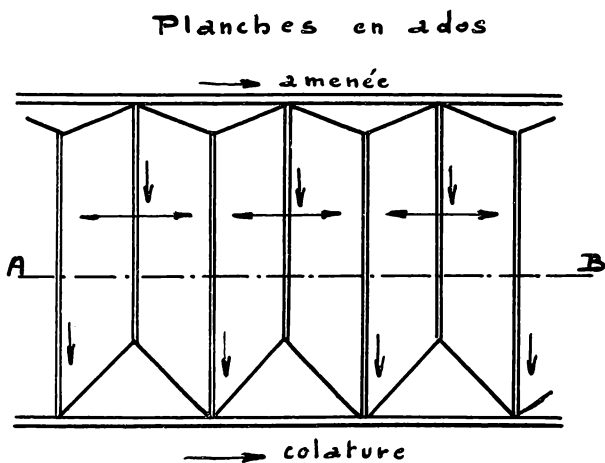
En Allemagne, on envisage 3000 à 8000 m³/ha en 2 à 5 arrosages, d'après la nature des terres. Pour le sol très sablonneux de la Campine, on envisage en moyenne 2 à 3 l/bect/seconde, pour les caux en provenance des Ardennes, on peut utiliser des quantités plus fortes pour les limonages et les irrigations fertilisantes (100 m de hauteur d'eau par an en Campine selon M^r Biechmann) L'eau est amenée par des canaux dans lesquels des prises sont faites aux endroits appropriés. Les canaux secondaires conduisent les caux aux rigoles d'aménée et de distribution, par où elles sont déversées sur les terrains. Elles sont recueillies ensuite dans les rigoles d'égouttement ou de colature, pour éviter la stagnation et le détrempage du sol. L'eau doit en effet pouvoir arriver partout mais ne doit s'éjourner nulle part. L'irrigation peut se faire par submersion, déversement, infiltration et arrosage.

La 1^{re} méthode consiste à diviser le terrain en bassins entourés de petites



digues. Le niveau de l'eau est surélevé dans les rigoles par des vannes. Les échusettes de départ étant fermées et celles d'arrivée ouvertes, l'eau se répand sur le terrain et le recouvre. Après une durée suffisante, on ouvre la vanne de sortie et on ferme l'autre. Au voisinage des cours d'eau et pour les petites installations, la même rigole peut servir pour l'amenée et la colature. Dans les champs d'épandage de Berlin, on remplace les rigoles de colature par des drains favorisant l'infiltration totale des eaux à épurer. Cette méthode est très simple et donne de bons résultats.

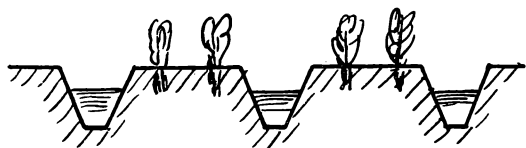
Tous les terrains à pente assez forte ($> 0,03$), on procède par diversement. Les rigoles parallèles d'amenée et de colature sont dirigées suivant la pente. Des petites rigoles distributrices à faible pente sont établies parallèlement tous les 20 à 30 m. L'eau ruisselle sur le terrain et est recueillie par une série de rigoles de colatures parallèles aux précédentes et situées immédiatement en amont d'une diguette de réparation. L'espace entre deux rigoles successives s'appelle planche. Lorsque le terrain est très incliné, on supprime parfois les rigoles de colature. Lorsque l'inclinaison est faible, on doit réduire la largeur des planches et on emploie avec avantage le système des planches en ados. Les planches ont des pentes alternées de 5% en forme de toits contigus. Les rigoles de distribution occupent les faîtes; les rigoles de colature les talwegs. La largeur des planches est d'au moins 4,40 m, leur longueur varie suivant les pays de 20 à 100 m, parfois moins. Des planches plus larges demandent des terrassements importants. Les dispositions adaptées dépendent des circonstances.



Coupe st A.B



Infiltration



L'irrigation par infiltration consiste à séparer des planches assez étroites par des fossés profonds où l'eau est retenue à un niveau tel qu'elle s'infiltré dans le terrain sans noyer les racines. Elle convient en terrain plat et lorsque l'eau contient beaucoup de matières en suspension, qui risqueraient de colmater la couche arable. On l'emploie donc pour les champs d'épandage (Gennevilliers - Berlin etc.). Dans cette dernière ville, la colature se fait par drainage souterrain. On applique d'ailleurs beaucoup

en Allemagne l'irrigation et le drainage combinés, du système Petersen (Voir Beckmann, Hydraulique agricole et urbaine). Le procédé d'infiltration profonde est d'emploi limité et ne conviendrait pas dans les pays chauds. Lorsqu'on veut favoriser l'infiltration par la surface, on peut employer le système par divusement en traçant dans les planches de nombreux sillons parallèles dirigés suivant la pente et en supprimant les rigoles de colature.

Enfin, notamment pour les cultures maraîchères et horticoles, l'arrosage à la lance et au moyen d'appareils distribuant l'eau en pluie peut être économiquement avantageuse.

L'exécution comporte surtout le creusement de rigoles, de la section d'un fer de pelle et de profondeur décroissante de l'origine à l'extrémité.

Les rigoles distributrices, les canaux d'aménée etc sont revêtus de gazon ou d'autres revêtements appropriés. Leurs sections sont bien calibrées et entretenues. Les petits ouvrages régulateurs sont en maçonnerie et munis de vannes en bois, métal ou béton armé. Il faut considérer en outre les ouvrages de répartition ou de jaugeage, destinés à assurer un partage déterminé des eaux entre les terrains, ou un débit fixe ou un débit variable mesuré en vue de la répartition des frais proportionnelle à l'emploi ou le paiement de l'eau à l'entreprise d'irrigation.

Le colmatage des terrains bas, marécages et tourbières, se fait au moyen de limon argilo-sableux, assez perméable de préférence.

§ 3) Assèchements. Se font dans un but hygiénique, économique ou combiné. L'aménagement comporte en principe : 1) un canal de ceinture, établi à la lisière la plus élevée des terrains à assécher.

Elle recueille les eaux de ruissellement à un niveau tel qu'elles puissent être évacuées naturellement en tous temps par des émissaires ad-hoc.

2) un ensemble de rigoles et canaux conduisant les eaux des terrains bas vers les ouvrages évacuateurs ou vers un bassin régulateur si l'évacuation est intermittente.

3) l'évacuateur qui s'appelle émissaire s'il fonctionne en tous temps et par la gravité; déversoir ou écluette s'il fonctionne d'une manière intermittente par la gravité et station de refoulement si l'évacuation s'effectue par pompage en tous temps ou par intermittence (à marée basse pour les polders)

Les principes relatifs à tous ces ouvrages élémentaires sont connus.

Les déversoirs ont été décrits dans le cours de barrages. Les écluettes sont des aqueducs d'un type un peu particulier employés surtout pour les polders bordant les cours d'eau de marée. Les terrains à assécher sont au dessus du niveau de marée basse et sous le niveau de marée haute; ils sont donc protégés par des digues. Les écluettes sont établies dans ces digues; elles doivent donc être construites comme des ouvrages de retenue. Les fondations seront inébranlables, souvent sur pilots, et munies de

paraffouille pour éviter les affouillements et infiltrations. Des ancrages aux têtes et éventuellement intermédiaires éviteront les infiltrations dans le corps de la digue le long des maçonneries. Le plus souvent l'ouvrage sera enfermé dans une enceinte complète de palplanches. La section est celle d'un aqueduc ordinaire; il y a parfois plusieurs tubes.

La tête aval est munie d'une fermeture de flot automatique, le plus souvent une porte à un vantail tournant ou à vantaux busqués, ou bien une porte rabattante. A l'écluse de Weaansluis (Gays-Bas) combinée avec une station de pompage Diesel, la porte busquée d'aval est précédée d'une vanne levante, pour éviter le battement de la porte busquée sous l'effet des renversements accidentels de la chute par suite des vagues résultant du passage des navires (De l'Ingénieur 14-9-1928). A la tête amont, il y a une porte d'ice, généralement busquée.

Des rainures de poutrelles aux têtes amont et aval ou même des vannes permettent une fermeture de secours et une mise à sec de l'écluse, à laquelle on peut accéder par les têtes ou par des puits de visite.

Les ouvrages doivent être capables d'évacuer les eaux de ruissellement de grandes surfaces de terrain généralement nu mais cultivé.

Les quantités se déterminent d'après les mêmes principes que pour les égouts, mais généralement d'une manière plus simple, d'après des notions de débits spécifiques et des données d'observation (1 litre/sec/ha pour 35 000 ha dans les Gays-Bas, voir réf. précitée). Il est d'ailleurs bon d'envisager une marge de sécurité; économiquement admissible vu la nature des ouvrages. Dans le cas des écluses, la nature de l'écoulement est variable. Il faut connaître la courbe de variation du niveau d'aval en fonction du temps, pour les marées moyennes et extrêmes. On peut en première approximation considérer un écoulement uniforme moyen et vérifier ensuite les débits par une méthode plus exacte, de préférence graphique. La section de l'ouvrage doit être suffisante pour écouler pendant la durée d'ouverture la quantité maximum d'eau accumulée entre deux ouvertures.

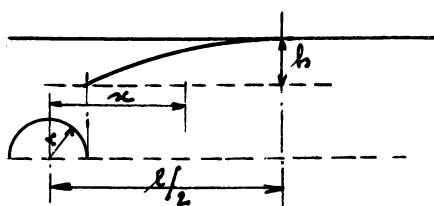
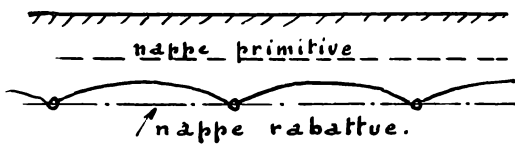
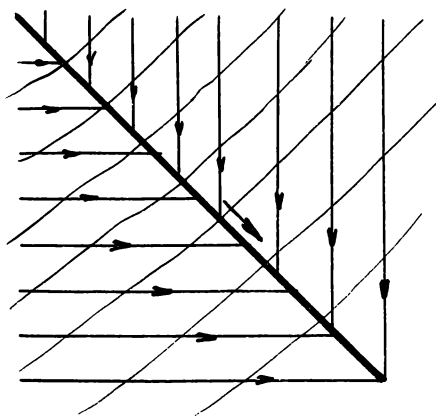
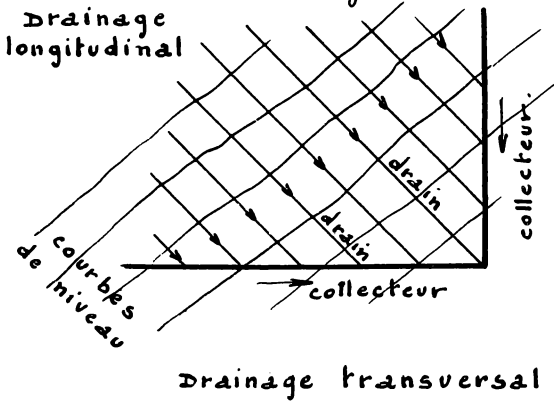
§ 4) Drainages Les drainages ont pour objet d'abaisser la nappe phréatique lorsque celle-ci occupe un niveau trop élevé dans le terrain et empêche la végétation. Il accompagne nécessairement les assèchements, mais il se pratique aussi dans les terrains simplement humides (terres froides) Il faut nécessairement un système primaire d'évacuation réalisant, dans une mesure dépendant des circonstances, les principes exposés dans le § précédent. On laisse éventuellement les terrains bas submergés en hiver, il faut alors que la capacité d'écoulement soit assez grande pour assurer un assèchement parfait au début du printemps.

La profondeur de la nappe phréatique doit être de 1,30 à 1,50 pour les vergers, 0,75 à 1,25 pour les céréales et la culture maraîchère et de 0,50

à 0,75 pour les prairies. Exceptionnellement et pour de courtes durées, elle peut descendre à 0,70, 0,50 et 0,20 respectivement. Si la nappe est plus élevée, elle peut être rabattue par des rigoles ouvertes parallèles, distantes de 20 à 50 m selon le terrain. Il est facile de déterminer le niveau de l'eau dans les rigoles et le débit, connaissant la perméabilité du terrain (voir cours d'hydraulique appliquée)

Ce dispositif réduit le terrain cultivable et exige un entretien constant des rigoles. On lui préfère en général le drainage souterrain.

Le drainage comporte des drains et des collecteurs, anciennement en terre, bois, fascines, pierres, gravier etc, actuellement en tuyaux poreux de poterie, de petite longueur et posés bout à bout sans assemblages spéciaux.



Les drains sont posés parallèlement et à faible écartement, en arête de poisson par rapport aux collecteurs. Ceux-ci sont toujours sensiblement parallèles à la plus grande pente du terrain et établis dans les talwegs. Les drains longitudinaux sont aussi parallèles sensiblement aux lignes de plus grande pente; les drains transversaux au contraire sensiblement parallèles aux lignes de niveau.

Le drainage transversal est le plus efficace et le plus économique.

Les drains doivent être assez profonds pour être à l'abri du gel. On peut admettre comme profondeur dans le sable 1,20 à 1,50 m dans l'argile 1,30 à 1,50, dans la tourbe et les terrains spongieuse 1,70, pour les champs 1,25, prairies 1,00, betteraves 1,50, houblon 1,80. Pour réaliser les rabattements aux profondeurs indiquées ci-dessus, on admet en moyenne :

- 16 à 18 m d'écartement dans le gros sable.
- 13 à 15 m " le sable ferrugineux.
- 12 à 14 m " le sable argileux.
- 10 à 12 m " le sable fin.
- 11 à 14 m " argile sableuse et tourbeuse
- 6 à 11 m " terres argileuses selon compacité.

La meilleure méthode consiste à s'assurer par expérience de la profondeur et de l'écartement convenable des drains.

Si l'on connaît la perméabilité φ du terrain, on peut s'en assurer à la rigueur par les

formules : $h = \frac{Q}{2\pi\varphi} \log \frac{l}{2r} = \frac{q l}{2\pi\varphi} \log \frac{l}{2r}$

Q est le débit du drain par m, q l'apport spécifique vertical de pluie par m^2 supposé constant, l l'écartement des drains, r leur rayon et h le rabattement. Ces formules résultent des lois générales de filtration en admettant que les surfaces d'égal charge soient concentriques aux drains, hypothèse assez arbitraire. Ce qui donne

$Q = 2\pi r u = 2\pi\varphi r \frac{dh}{dx}$, d'où $h = \frac{Q}{2\pi\varphi} \log \frac{l}{2r}$.

La section du drain est πr^2 , d'où $v = \frac{Q}{\pi r^2}$ et $i = \frac{2b u^2}{r}$.

Par suite des irrégularités des drains, on admet souvent $b = 0,0025$

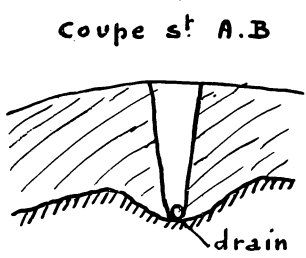
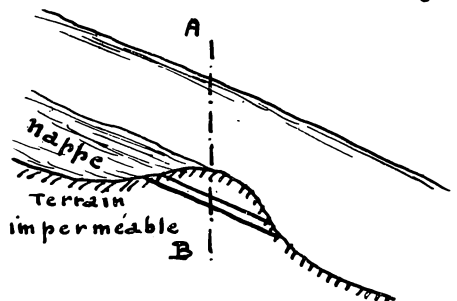
d'où $i = \frac{0,005 v^2}{r}$.

La vitesse doit être d'au moins 0,16 à 0,20 m/sec et même 0,35 à 0,40 m/sec s'il y a entraînement de sable fin. Pente minimum 2‰. diamètre minimum 0,04, longueur maximum d'un drain 150 à 200 m. Pour le débit de pluie q , on admet

terres fortes et argileuses	0,35 à 0,50 l/sec/ha.
terres ordinaires	0,50 à 0,70 " "
terres très légères	0,70 à 2,10 " "

Les petits tuyaux de drainage ont 25 cm de longueur. Ils sont raccordés au collecteurs par des pièces spéciales. La pose des drains doit être faite avec beaucoup de soin, d'après un bon nivellement. On établit parfois des regards pour les drains assez longs et profonds. On peut aussi avoir des pièces spéciales à clapets, etc. Les collecteurs débouchent par des petits ouvrages spéciaux formant têtes, par exemple en béton moulé, ou bien par un tube métallique. Si les sorties peuvent être submergées, on les protège contre l'obstruction par des corps flottants au moyen de grilles ou clapets. On peut établir des bacs jaugés à certains débouchés.

Dans certains cas, des moyens de drainage très



spéciaux peuvent donner à bon compte des résultats permanents. Par exemple, des saignées ou percées dans des bouverets du fond imperméable formant seuil et relevant la nappe phréatique ou bien création de

puits ou tranchées absorbants dans une couche perméable située sous le support imperméable de la nappe phréatique.

En toute hypothèse, les travaux d'hydraulique agricole sont basés non seulement sur une étude topographique et hydrographique, mais aussi géologique et hydrologique du terrain.