

Université 8 Mai 1945 Guelma
Faculté des Sciences de la Nature et de la Vie et des Sciences de la Terre et de l'Univers
Département des Sciences de la Nature et de la Vie



Cours d'Hydrologie

3^{ème} année hydrogéologie

Docteur GHRIEB Lassaad

2019/2020

Introduction

L'hydrologie est la science consacrée à l'étude des eaux terrestres (existence, circulation, distribution, propriétés physico-chimiques de l'eau etc....) en relation avec l'environnement et les êtres vivants.

En bref, le domaine de l'hydrologie couvre toute l'histoire de l'eau sur la terre. Cette définition, au sens le plus large, diffère d'un auteur à l'autre. Dans ce cours, on limite la définition de l'hydrologie à l'étude des ressources en eau superficielles par opposition à l'hydrogéologie qui traite beaucoup plus des eaux souterraines.

Le développement des ressources en eau exige la conception, la planification, la construction et la gestion des facilités ayant trait au contrôle et à l'utilisation de l'eau.

Parmi les différents domaines du génie de l'eau, l'hydrologie a pour mission essentielle l'étude de la distribution spatiale et temporelle des éléments du bilan hydrologique en relation avec la construction et la gestion des structures hydrauliques (débits de crue, systèmes de drainage et d'assainissement, capacité des réservoirs etc....).

Ainsi, les limites entre l'hydrologie et les autres sciences de la terre (météorologie, climatologie, géologie et océanographie) ne sont pas distinctes.

Les problèmes des ressources en eau sont également du ressort des économistes, des chimistes, des physiciens et d'autres spécialistes dans les sciences naturelles et sociales. En un mot, l'hydrologie ne peut être dissociée des autres sciences.

Pour des fins pratiques, la quantité d'eau sur la terre est plus ou moins constante.

Source de l'eau	Quantité (km ³)	% du total
Océans	1.323.000.000	97.20
Lacs salés, mers	104.000	0.008
Glaciers	30.500.000	2.15
Eaux souterraines	8.350.000	0.61
Eau capillaire	67.000	0.005
Lacs d'eau douce	125.000	0.009
Rivières (valeur moyenne)	1.670	0.0001
Atmosphère (vapeur)	12.900	0.001
Autres	375.000	0.028
Total	1.362.000.000	100.00

Tab.1. Distribution approximative des quantités d'eau sur la terre

Il ressort de ce tableau que plus de 97 % des eaux sont dans les océans et 2% sont dans les glaciers. Les ressources en eau douce ayant trait à l'utilisation humaine (lacs, rivières, nappes souterraines etc..) représentent en moyenne moins de 1 % de l'inventaire global de l'eau.

La quantité de la vapeur d'eau dans l'atmosphère, étant petite (0.001%), est continuellement renouvelée par le phénomène d'évaporation en plusieurs endroits du globe. L'approvisionnement en eau douce est quasi-totalement assuré par les précipitations résultant de l'évaporation des eaux océaniques et maritimes. Le processus de transfert de l'humidité de la mer vers la terre puis de nouveau vers la mer forme le cycle hydrologique

Le concept du cycle hydrologique est un point utile, sinon académique, à partir duquel commence l'étude de l'hydrologie. Ce cycle peut être visualisé en commençant par l'évaporation de l'eau à partir des océans. La vapeur d'eau est ensuite transportée par des masses d'air en mouvement. Sous des conditions bien déterminées, la vapeur se condense pour former les nuages qui donnent naissance aux précipitations.

La pluie tombant sur les continents se répartit en plusieurs directions. La plus grande partie ($\approx 2/3$) est retenue temporairement dans le sol pour retourner, ensuite, vers l'atmosphère suite aux phénomènes d'évaporation et de transpiration des végétaux. Une proportion de l'eau s'écoule en surface ou à travers le sol vers les cours d'eau ou les nappes souterraines.

Sous l'influence de la gravité, les eaux superficielles et souterraines s'écoulent vers les basses altitudes pour rejoindre éventuellement les océans. Il faut dire, enfin, que la figure 1 n'est qu'une simple schématisation du cycle hydrologique et ne peut en rien exprimer les complexités naturelles de ce dernier.

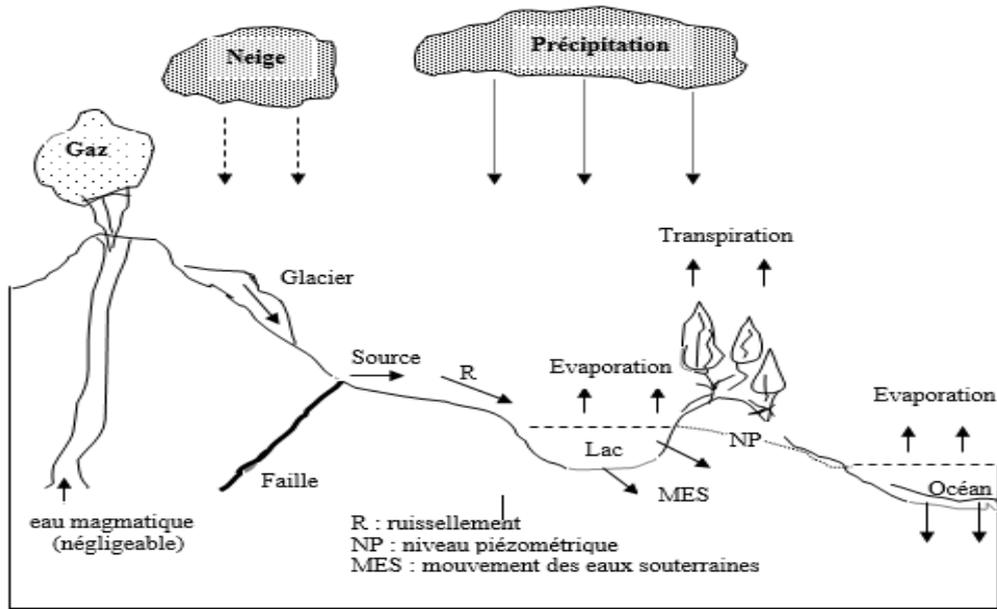


Fig.1. Cycle de l'eau

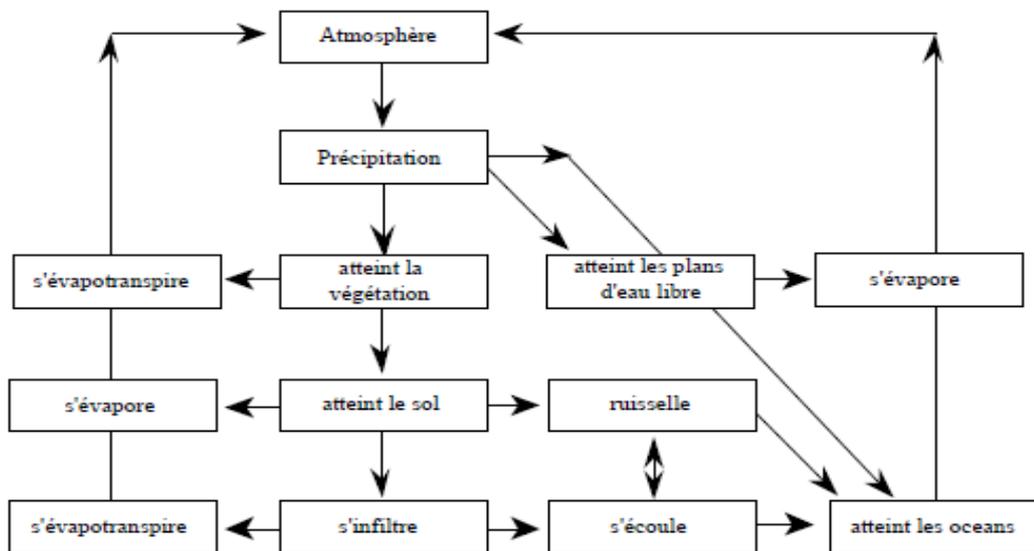


Fig.2. Cycle hydrologique schématisé

1. LE BASSIN VERSANT

Les problèmes pratiques de l'hydrologie concernent, le plus souvent, une étendue de terrain limitée au bassin d'un cours d'eau en un point déterminé. Les caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques de ce bassin jouent un rôle essentiel dans son comportement hydrologique.

Le bassin versant et son exutoire constituent, donc un ensemble d'éléments interdépendants (surface, forme, relief, réseau hydrographique, couvert végétal, etc...) qu'il convient de préciser dès le début de toute étude. Ce milieu naturel complexe exige une étude morphométrique permettant la mesure des facteurs caractéristiques du bassin et la quantification des paramètres physiques qui interviennent d'une façon continue dans l'écoulement.

Le bassin versant représente, en principe, l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets.

Plus précisément, le bassin versant qui peut être considéré comme un " système " est une surface élémentaire hydrologiquement close, c'est-à-dire qu'aucun écoulement n'y pénètre de l'extérieur et que tous les excédents de précipitations s'évaporent ou s'écoulent par une seule section à l'exutoire.

Le bassin versant en une section droite d'un cours d'eau, est donc défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire, à partir duquel nous pouvons tracer le point de départ et d'arrivée de la ligne de partage des eaux qui le délimite.

Selon la nature des terrains, nous serons amenés à considérer deux définitions.

1.1. Bassin versant topographique

Si le sous-sol est imperméable, le cheminement de l'eau ne sera déterminé que par la topographie. Le bassin versant sera alors limité par des lignes de crêtes et des lignes de plus grande pente comme le montre la figure ci-jointe.

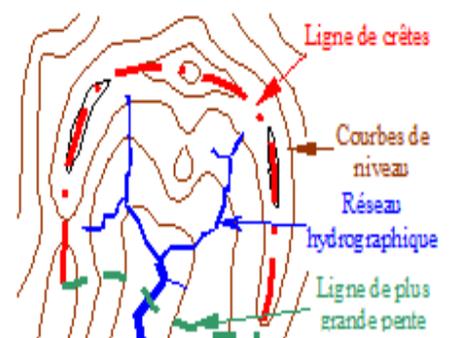


Fig.3. Bassin versant topographique

1.2. Bassin versant hydrogéologique

Dans le cas d'une région au sous-sol perméable, il se peut qu'une partie des eaux tombées à l'intérieur du bassin topographique s'infilte puis sorte souterrainement du bassin (ou qu'à l'inverse des eaux entrent souterrainement dans le bassin).

Dans ce cas, nous serons amenés à ajouter aux considérations topographiques des considérations d'ordre géologique pour déterminer les limites du bassin versant.

Cette distinction entre bassin topographique et hydrogéologique se justifie surtout pour les petits bassins.

En effet, lorsque la taille du bassin augmente, les apports et les pertes souterraines ont plus de chance de se compenser.

De plus, on peut admettre que le débit des cours d'eau est proportionnel à la surface du bassin, les échanges souterrains se font, eux, aux frontières et varient donc sensiblement comme le périmètre. Lorsque la taille du bassin augmente, la surface croît plus vite que le périmètre et la valeur relative des échanges souterrains par rapport au débit de surface tend à devenir négligeable.

Toutefois, la délimitation topographique nécessaire à la détermination en surface du bassin versant naturel n'est pas suffisante. Lorsqu'un sol perméable recouvre un substratum imperméable, la division des eaux selon la topographie ne correspond pas toujours à la ligne de partage effective des eaux souterraines. Le bassin versant est alors différent du bassin versant délimité strictement par la topographie. Il est appelé dans ce cas **bassin versant réel**.

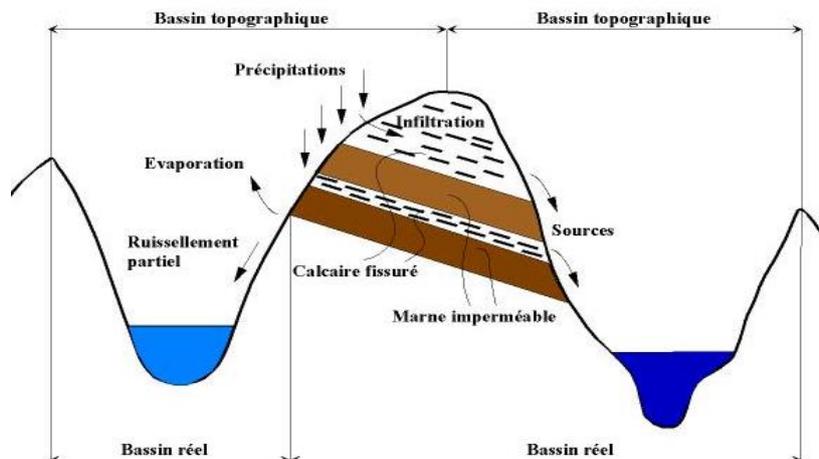


Fig.4. Distinction entre bassin versant réel et bassin versant topographique

2. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES

Cette partie expose les diverses méthodes de calcul, de mesure et de présentation employées pour décrire les principales caractéristiques physiques du bassin en question.

2.1. La surface A

Le bassin versant étant l'aire de réception des précipitations et d'alimentation des cours d'eau, les débits vont être en partie reliés à sa surface.



Fig.5. Surface d'un bassin versant

La surface du bassin versant est la première et la plus importante des caractéristiques. Elle s'obtient par planimétrie sur une carte topographique après que l'on y ait tracé les limites topographiques et éventuellement hydrogéologiques, ou elle peut être mesurée par superposition d'une grille dessinée sur papier transparent, La surface A d'un bassin s'exprime généralement en km^2 .

2.2. Longueur

On utilise différentes caractéristiques de longueur ; la première et une des plus utilisées est le "périmètre P du bassin versant".

2.2.1. Le périmètre

Est curvimétré sur carte cartographique mais, selon l'échelle de la carte, les détails sont plus ou moins nombreux et il en résulte des différences de mesures.

Par ailleurs, on devrait souvent prendre en compte des détails de la frontière qui, on s'en rend compte intuitivement, n'ont aucune influence sur l'écoulement.

Avant de procéder au curvimétrage, il faut donc procéder à une schématisation des limites du bassin, soit par des courbes à grand rayon de courbure, soit par un tracé polygonal.

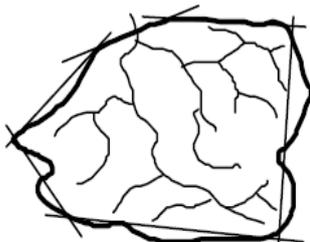


Fig.6. Schématisation du périmètre d'un bassin versant

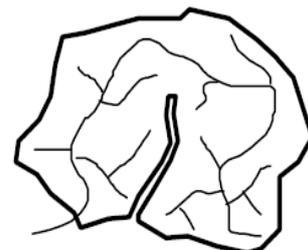


Fig.7. Ajout d'un périmètre fictif pour un bassin versant replié

Le périmètre P n'est généralement pas utilisé directement mais le plus souvent à travers des valeurs qui en dérivent, comme la "longueur L du rectangle équivalent". On définit le rectangle équivalent comme le rectangle de longueur L et de largeur l qui a même surface et même périmètre que le bassin versant, soit à l'aide de :

$$P = 2 \cdot (L + l) \quad \text{et} \quad A = L \cdot l$$

(l_t): Plus long thalweg

(l_g): Distance du centre de gravité à l'exutoire

l : Plus grande largeur

L : Plus grande longueur

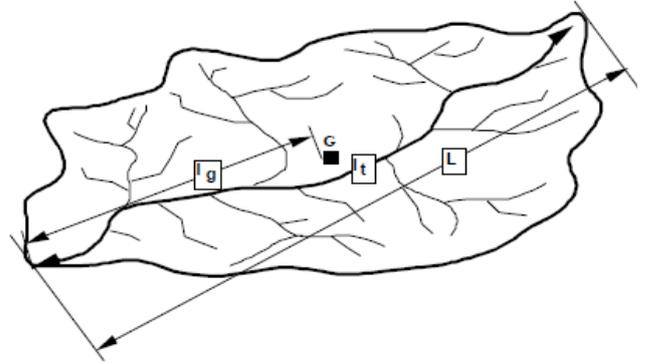


Fig.9. Schématisation des paramètres du Rectangle équivalent

3. CARACTERISTIQUE DE FORME

3.1. Coefficient de Gravelius K_c

Il existe différents indices morphologiques permettant de caractériser le milieu, mais aussi de comparer les bassins versants entre eux. Citons à titre d'exemple **l'indice de compacité de Gravelius** (1914) K_G , défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface

$$K_c = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}}$$

Avec :

K_c : l'indice de compacité de Gravelius,

A : surface du bassin versant [km^2],

P : périmètre du bassin [km].

Cet indice se détermine à partir d'une carte topographique en mesurant le périmètre du bassin versant et sa surface. Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée, tel qu'illustré par la figure.

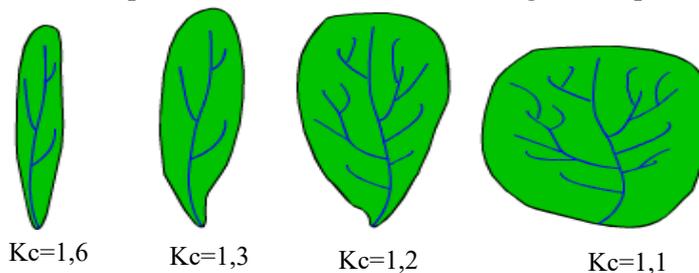


Fig.10. Forme de bassin versant à partir du coefficient de Gravelius

3.2. Rectangle équivalent

La notion de rectangle équivalent ou rectangle de Gravelius, introduite par Roche (1963), permet de comparer facilement des bassins versants entre eux, en ce qui concerne l'influence de leurs caractéristiques sur l'écoulement.

Le bassin versant rectangulaire résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (ou le même coefficient de compacité) et donc par conséquent la même répartition hypsométrique. Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La climatologie, la répartition des sols, la couverture végétale et la densité de drainage restent inchangées entre les courbes de niveau.

Si L et l représentent respectivement la longueur et la largeur du rectangle équivalent, alors :

Le périmètre du rectangle équivalent vaut : $P = 2 \cdot (L + l)$ la surface : $A = L \cdot l$

le coefficient de compacité : $K_G = 0,28 \cdot \frac{P}{\sqrt{A}}$

En combinant ces trois relations, on obtient : $L = \frac{K_G \cdot \sqrt{A}}{1,12} \cdot \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K_G} \right)^2} \right)$ si $K_G \geq 1,12$

$$l = \frac{A}{L}$$

3.3. La courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Cette courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse la surface (ou le pourcentage de surface) du bassin qui se trouve au-dessus (ou au-dessous) de l'altitude représentée en ordonnée. Elle exprime ainsi la superficie du bassin ou le pourcentage de superficie, au-delà d'une certaine altitude.

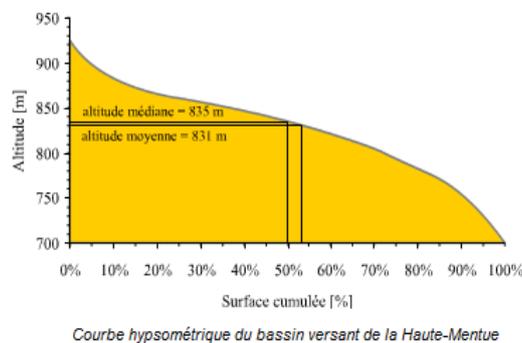
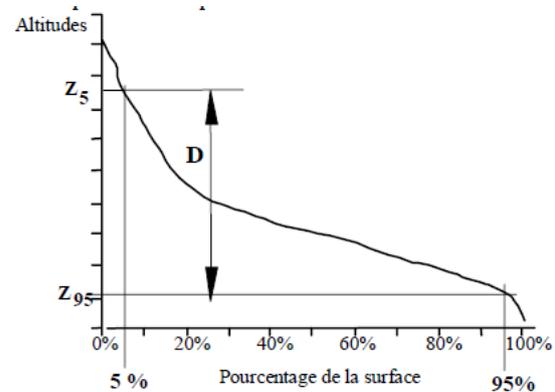


Fig.11. Courbe hypsométrique d'un bassin versant

3.3.1. Dénivelée D

Bien souvent, on définit la "dénivelée D « comme étant la différence de cote entre H5 % et H95 % : $D = H5 \% - H95 \%$

Fig.12. Exemple de calcul de la dénivelée D



Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage

4. ALTITUDES CARACTERISTIQUES

a- Les altitudes maximales et minimale

Elles sont obtenues directement à partir de cartes topographiques. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatiques telles que la température, la précipitation et le couvert neigeux. Elles déterminent l'amplitude altimétrique du bassin versant et interviennent aussi dans le calcul de la pente.

b- L'altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \frac{\sum A_i \cdot h_i}{A}$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

A_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

h_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

A : superficie totale du bassin versant [km^2].

L'altitude moyenne est peu représentative de la réalité. Toutefois, elle est parfois utilisée dans l'évaluation de certains paramètres hydrométéorologiques ou dans la mise en œuvre de modèles hydrologiques.

c- L'altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

5. INDICES DE PENTE

L'objet de ces indices est de caractériser les pentes d'un bassin et de permettre des comparaisons et des classifications.

a- La pente moyenne

L'idée première qui vient à l'esprit est de caractériser les pentes par leur valeur moyenne I pondérée par les surfaces.

Soit D l'équidistance des courbes de niveau,

soit d_j la largeur moyenne de la bande j comprise entre les lignes de niveau j et $j+1$

et soit l_j la longueur moyenne de cette bande.

La pente moyenne n_j sur cette bande est : $n_j = \frac{D}{d_j}$

La surface de la bande j est : $d_j \cdot l_j = a_j$

La pente moyenne I pondérée par les surfaces est donc

$$I = \frac{\sum n_j a_j}{\sum a_j} = \frac{\sum \frac{D d_j l_j}{d_j}}{\sum d_j l_j} = \frac{D \sum l_j}{A}$$

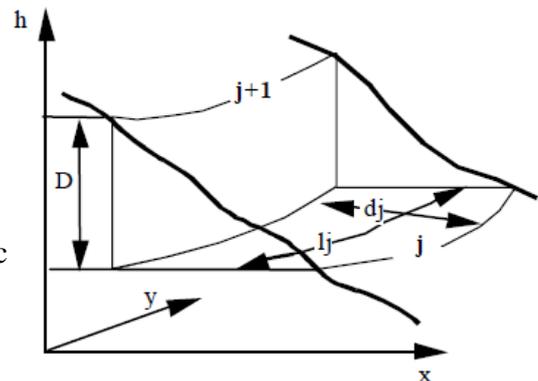


Fig.13. Schéma de calcul de pente moyenne

Si L_c est la longueur totale des courbes de niveau équidistante de D , la pente moyenne I a pour expression : $I = \frac{D L_c}{A}$

L'estimation de cette expression simple est cependant laborieuse puisqu'il faut curvimétrer toutes les courbes de niveau. Ceci explique que cet indice est peu utilisé dans la pratique.

b- Indice de pente de Roche I_p

M. ROCHE a proposé un indice de pente plus facile à calculer que le précédent : I_p est la moyenne de la racine carrée des pentes mesurées sur le rectangle équivalent, et pondérée par les surfaces.

La pente moyenne i sur la bande j est : $i_j = \frac{D}{x_j}$

La surface de cette bande est : $a_j = l_j x_j$

d'où l'expression :
$$I_p = \frac{\sum_{i=1}^n a_j \sqrt{i_j}}{\sum_{i=1}^n a_j}$$

$$I_p = \frac{\sum l_j x_j \sqrt{\frac{D}{x_j}}}{A} = \frac{l \sum \sqrt{D} \sqrt{x_j}}{Ll} = \frac{\sqrt{D}}{L} \sum \sqrt{x_j}$$

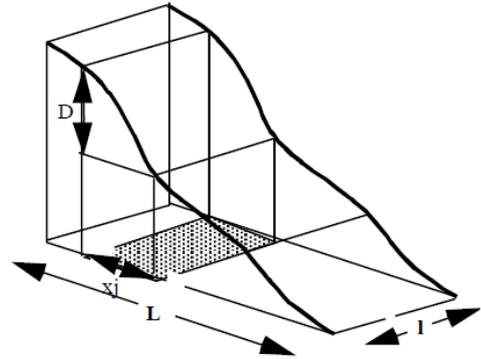


Fig.14. Schéma de calcul de pente de Roche

c- Indice de pente globale I_g

L'indice de Roche étant cependant trop long à évaluer pour des études rapides, on a proposé un indice encore plus simple :

la pente globale : $I_g = \frac{D}{L}$

D étant la dénivellée $h_5\%$ - $h_{95}\%$, définie sur la courbe hypsométrique ou même directement à l'oeil sur la carte topographique ; L étant la longueur du rectangle équivalent. Cet indice, très facile à calculer, est des plus utilisés. Il sert de base à une des classifications O.R.S.T.O.M. pour des bassins versants dont la surface est de l'ordre de 25 km^2 .

R ₁	Relief très faible		$I_g < 0,002$
R ₂	Relief faible	0,002	$< I_g < 0,005$
R ₃	Relief assez faible	0,005	$< I_g < 0,01$
R ₄	Relief modéré	0,01	$< I_g < 0,02$
R ₅	Relief assez fort	0,02	$< I_g < 0,05$
R ₆	Relief fort	0,05	$< I_g < 0,1$
R ₇	Relief très fort	0,1	$< I_g$

Tab.2. Classification O.R.S.T.O.M. des B.V. d'après l'indice de pente globale

Par ailleurs, cet indice simple est étroitement corrélé avec l'indice de pente de Roche ($I_g = 0,8 I_p^2$), avec un coefficient de corrélation de l'ordre de 0,99.

d- Dénivelée spécifique D_s

L'indice I_g décroît pour un même bassin lorsque la surface augmente, il était donc difficile de comparer des bassins de tailles différentes.

La dénivelée spécifique D_s ne présente pas cet inconvénient : elle dérive de la pente globale I_g en la corrigeant de l'effet de surface admis étant inversement proportionnel à

$$\sqrt{A} : D_s = I_g \sqrt{A} = \frac{D}{L} \sqrt{Ll} = D \sqrt{\frac{l}{L}}$$

La dénivelée spécifique ne dépend donc que de l'hypsométrie

($D = H5\% - H95\%$) et de la forme du bassin (l/L).

Elle donne lieu à une deuxième classification de l'O.R.S.T.O.M., indépendante des surfaces des bassins

R ₁	Relief très faible		$D_s <$	10 m
R ₂	Relief faible	10 m	$< D_s <$	25 m
R ₃	Relief assez faible	25 m	$< D_s <$	50 m
R ₄	Relief modéré	50 m	$< D_s <$	100 m
R ₅	Relief assez fort	100 m	$< D_s <$	250 m
R ₆	Relief fort	250 m	$< D_s <$	500 m
R ₇	Relief très fort	500 m	$< D_s$	

Tab.3. Classification O.R.S.T.O.M. des B.V. d'après la dénivelée spécifique

e- Coefficient de torrentialité

Ce coefficient reflète le caractère torrentiel des averses dans le bassin . Il est fortement lié à la densité de drainage et à la fréquence des drains par la relation:

$$C_T = F_1 \cdot D_d$$

dans laquelle F_1 dénote la fréquence des drains d'ordre 1 définie par le rapport du nombre des drains d'ordre 1 à la superficie du bassin versant. Ce coefficient est d'autant plus élevé que la lithologie du terrain est peu ou pas perméable et/ou le couvert végétal n'est pas important.

f- Temps de concentration

C'est le temps mis par la première goutte de pluie tombée sur le point le plus éloigné du bassin pour atteindre l'exutoire. Ce paramètre; exprimé dans ce cas en heures; peut être estimé par la formule de Giandotti, applicable pour les bassins étendus à pentes plus ou moins uniformes:

$$T_C = \frac{4\sqrt{A} + 1.5L_p}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

dans laquelle L_p est la longueur (en km) du thalweg principal et H_{moy} et H_{min} sont, respectivement, les altitudes moyenne et minimale du bassin (en m).

On remarque que le temps de concentration est d'autant plus élevé que l'allongement du bassin est marqué. La lithologie et le couvert végétal influe également sur le temps de concentration en jouant le rôle d'entrave empêchant l'eau de s'écouler.

On note enfin que le temps de concentration peut être estimé par plusieurs formules empiriques. Les plus utilisées entre elles seront données ultérieurement.

6. CARACTERISTIQUES DU RESEAU HYDROGRAPHIQUE

Le réseau hydrographique est constitué de l'ensemble des chenaux qui drainent les eaux de surface vers l'exutoire du bassin versant. La définition d'un cours d'eau est difficile à donner avec précision, en particulier pour les cours d'eau temporaires. Selon le support cartographique utilisé, on étudiera le réseau avec plus ou moins de détails : en photographie aérienne, on pourra déceler des thalwegs de très faibles extensions, tandis qu'on ne verra que les cours d'eau pérennes et importants sur une carte au 1/100 000^{ème}.

L'étude du chevelu hydrographique servant surtout à comparer des bassins entre eux, il suffit, dans la plupart des cas, de se fixer une définition du thalweg élémentaire et de l'appliquer pour l'étude de tous les bassins (par exemple : thalwegs = traits bleus temporaires ou pérennes sur carte I.G.N. au 1/50 000^{ème}). Le réseau hydrographique peut se caractériser par trois éléments : sa hiérarchisation, son développement (nombres et longueurs des cours d'eau) et son profil en long.

6.1. Hiérarchisation du réseau

Pour chiffrer la ramification du réseau, chaque cours d'eau reçoit un numéro fonction de son importance. Cette numérotation, appelée ordre du cours d'eau, diffère selon les auteurs. Parmi toutes ces classifications, nous adopterons celle de **Strahler** :

- tout cours d'eau n'ayant pas d'affluent est dit d'ordre 1 ,
 - au confluent de deux cours d'eau de même ordre n , le cours d'eau résultant est d'ordre $n + 1$,
 - un cours d'eau recevant un affluent d'ordre inférieur garde son ordre, ce qui se résume par :
- $$n + n = n + 1 \text{ et } n + m = \max (n,m) \text{ (} = m \text{ si } m > n, = n \text{ si } n > m)$$

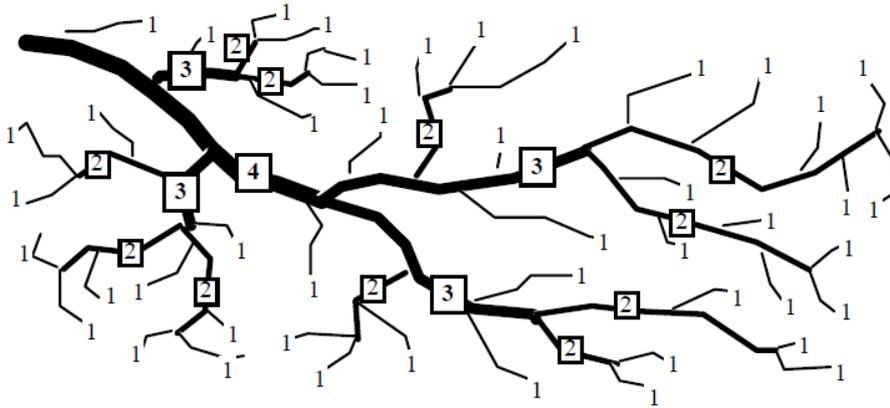


Fig.15. Schéma de l'ordre des cours d'eau du réseau hydrographique

6.2. Les lois de Horton

Ces "lois" empiriques relient le nombre, la longueur moyenne et l'ordre des cours d'eau. On constate que pour un bassin versant homogène, le "rapport de confluence" R_c , rapport du nombre N_i de cours d'eau d'ordre i au nombre N_{i+1} de cours d'eau d'ordre $i+1$, est sensiblement constant :

$$R_c \approx \frac{N_i}{N_{i+1}} \approx \text{Cte}$$

Il en est de même du "rapport des longueurs moyennes" :

$$R_l \approx \frac{l_i}{l_{i-1}} \approx \text{Cte}$$

(l_i : longueur moyenne des cours d'eau d'ordre i).

6.3. Autres caractéristiques du chevelu

D'autres éléments que R_c et R_l sont pris pour caractériser le chevelu. Parmi ceux-ci, on peut citer :

6.3.1. La densité de drainage D_d

Elle se définit par le rapport de la longueur totale des cours d'eau à la surface du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum l_i}{A} (\text{km}^{-1})$$

La fréquence des thalwegs d'ordre 1 : F_1

C'est le rapport du nombre total de thalwegs d'ordre 1 à la surface du bassin versant : $F_1 = \frac{N_1}{A} (\text{km}^{-2})$

6.3.2. La courbe aire-distance

Déjà citée comme caractéristique de la forme du bassin, elle tient également compte de la répartition des thalwegs et peut donc être considérée comme une caractéristique du réseau hydrographique.

6.3.3. Endoréisme

On caractérise par ce terme, les réseaux hydrographiques qui ne se relient à aucun autre réseau plus important. Les réseaux endoréiques sont surtout fréquents en zone aride et en zone karstique. On peut distinguer deux types d'endoréisme :

- un endoréisme total où le réseau hydrographique converge vers une zone centrale (ou parfois périphérique) du bassin où apparaît une surface d'eau libre permanente ou non, à partir de laquelle s'évapore la quasi-totalité des apports ;
- un endoréisme du ruissellement. Dans ce cas, le réseau de drainage aboutit à une zone où l'eau s'infiltre et poursuit son écoulement vers l'extérieur du bassin par les nappes.

Ces profils sont établis en portant en abscisses les longueurs développées à partir d'un point de référence et en ordonnées les cotes de l'eau dans le cours d'eau principal et dans ces affluents (parfois on donne la cote du fond). Ces profils sont parfois disponibles lorsque la navigation, où les besoins en hydroélectricité ont nécessité des études. Mais dans la plupart des cas, on devra faire ce relevé, soit par nivellement sur le terrain, soit plus sommairement à partir des cartes topographiques.

Les profils en long permettent d'estimer la pente moyenne du cours d'eau. Cette pente moyenne sert surtout dans l'évaluation des temps de concentration d'un bassin versant, ce temps de concentration étant lié à la vitesse de propagation des particules fines ; elle-même proportionnelle à i , On calcule généralement la pente moyenne I d'un cours d'eau par la formule suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{I}} = \frac{1}{L} \sum_{j=1}^n \frac{l_j}{\sqrt{i_j}}$$

Dans cette formule, le cours d'eau de longueur totale L est découpé en n tronçons j où la pente i_j est constante sur une longueur l_j .

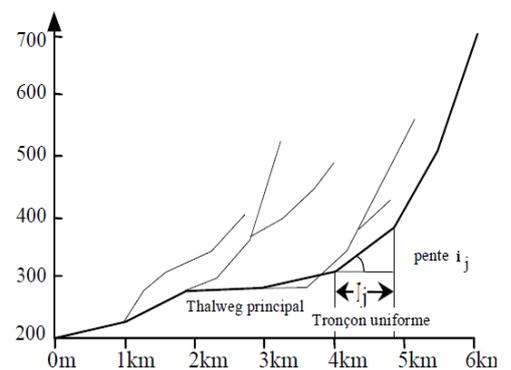


Fig.16. Schéma du profil en long

7. CARACTERISTIQUES GEOLOGIQUES

La géologie d'un bassin versant est un facteur très important du régime des cours d'eau qui drainent ce bassin. En période de crue, les volumes écoulés seront d'autant plus grands que le bassin sera plus imperméable. En période de basses eaux, les débits seront d'autant plus forts que les nappes sont plus nombreuses et importantes.

Enfin, la géologie influe indirectement sur l'évapotranspiration par l'effet thermique dû à la couleur des sols et par le développement de la végétation en fonction des sols (albédo).

On se contente généralement de caractériser la géologie d'après le comportement hydrogéologique du bassin.

L'O.R.S.T.O.M. a proposé une classification en cinq groupes ainsi définis :

Classe	Intitulé	Exemple
P1	Perméable à aquifère drainant ou non drainé	Formation gréseuse dont les exutoires sont à l'extérieur du bassin
P2	Perméable à aquifère drainé	Formation gréseuse dont les sources alimentent le réseau
P3	Perméabilité moyenne ou faible	Alternance de marnes et calcaires
P4	Karstique	Formation calcaire, perméabilité de fissures et développement d'un réseau souterrain
P5	Imperméable	Terrain marneux, cristallin, etc.

Tab.4. Classification O.R.S.T.O.M. des B.V. d'après la géologie

8. LE COUVERT VEGETAL

Le couvert végétal influe beaucoup sur les quantités d'eau disponibles pour l'écoulement de surface. En effet, l'évapotranspiration par les végétaux est très importante et elle varie selon la nature des végétaux (forêts, cultures, prairies, etc.). Par ailleurs, la végétation joue également un rôle atténuateur important en période de crue : en effet, lorsque la végétation est développée, le ruissellement est retardé et la pointe de crue est atténuée. Par ailleurs, l'écoulement étant plus long, la part d'eau reprise par l'évapotranspiration augmente et le volume de la crue diminue. Pour caractériser le couvert végétal, on utilise le pourcentage des surfaces occupées par chaque type de végétation.

Sous nos climats, on se contente de trois classes : forêt, cultures, pâturages et friches. (Parfois même, on ne retient que le pourcentage des forêts.). Cette classification est évidemment à adapter pour d'autres climats (par exemple sols nus, savanes, forêts, galeries, rizières, etc.).

La détermination des surfaces occupées par chaque type de végétation est difficile car les documents cartographiques les mentionnant sont rares et bien souvent dépassés. Par exemple, le type de culture peut changer d'une année à l'autre (prairies -> cultures). La télédétection satellitaire trouve ici une application particulièrement efficace.

9. CARACTERISTIQUES GLACIOLOGIQUES

Dans certains cas particuliers, le bassin versant peut-être envahi en partie par des glaciers ou des manteaux neigeux permanents. Pour caractériser ceci, on utilise bien souvent le pourcentage et la surface occupée par les neiges et les glaciers.

INTRODUCTION

Dans la plupart des études le débit des cours d'eau est la variable dépendante; ce dernier variant en fonction du temps. Par conséquent certaines études nécessitent des mesures instantanées des débits; on exécute alors des jaugeages aux instants choisis. Mais dans la majorité des cas, c'est l'évolution du débit dans le temps qui nous intéresse; on installe alors des stations hydrométriques ou de jaugeage. En pratique il est difficile d'obtenir le débit (Q) d'une manière continue ou directe; on procède alors à des mesures de la hauteur du plan d'eau dans le cours d'eau considéré. Cette approche n'est satisfaisante que si, et seulement si, il existe une corrélation adéquate entre la hauteur du plan d'eau et le débit.

L'acquisition des débits en fonction du temps se fait par plusieurs méthodes. Pratiquement un tel enregistrement se fait en deux temps:

- enregistrement de la hauteur d'eau en fonction du temps: limnigramme $H = f(t)$
- mesures instantanées des débits à différents temps (Q_t) correspondant à des enregistrements des hauteurs synchrones (H_t).

Sous certaines conditions hydrauliques, il y a une relation entre la hauteur du plan d'eau et le débit. Les différents jaugeages (Q_t , H_t) permettent d'établir sur un graphique la courbe représentative de cette relation appelée "*COURBE DE TARAGE: $Q=f(H)$* ". Cette courbe sera une courbe standard pour le cours d'eau au droit de la section considérée aussi longtemps que les conditions géométriques du chenal restent inchangées. La combinaison de la courbe de tarage $Q(H)$ et le limnigramme $H(t)$ permet d'obtenir l'évolution du débit en fonction du temps $Q(t)$.

La courbe représentative ainsi obtenue est dite "*hydrogramme*";

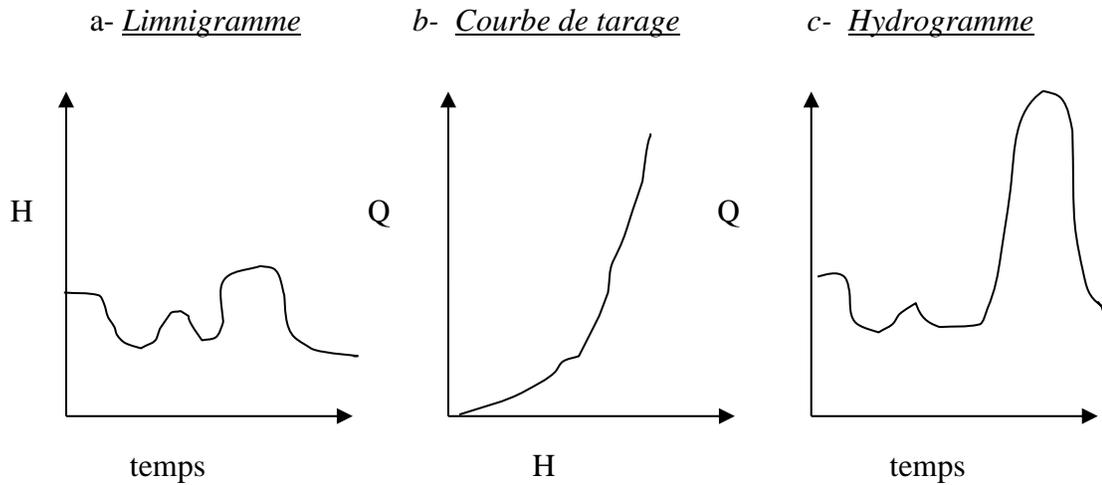


Fig. 1 Acquisition des débits dans un cours d'eau

1. LES METHODES DE JAUGEAGES

Par définition un jaugeage est une mesure instantannée du débit d'un cours d'eau. Les techniques utilisées sont nombreuses et s'appuient sur des principes différents.

1.1. LES RÉSERVOIRS ÉTALONNÉS

Utilisé pour jauger les sources et les petits cours d'eau un réservoir étalonné est un récipient dont le volume (V) est préalablement connu. La mesure consiste à déterminer le temps (t) nécessaire pour remplir ledit récipient; le débit sera alors donné par:

$$Q = V/t$$

1. JAUEAGE AUX DÉVERSOIRS

Conçus principalement pour mesurer le débit dans les petits cours d'eau aux lits étroits et encombrés de blocs et à faible tirant d'eau, les déversoirs se basent généralement sur les résultats de l'hydraulique classique. Il existe plusieurs types de déversoirs; les plus rencontrés sont:

1.1. les déversoirs triangulaires

Pour ce type de déversoirs, moins chers à installer, la relation théorique entre le débit et la hauteur du plan d'eau est donnée par une relation du type:

$$Q = a.H^b$$

telle que:

$$Q = 1,32.tg(\alpha/2).H^{2,47}$$

Dans la pratique, il faut toujours effectuer quelques jaugeages de contrôle afin de vérifier la validité des constantes a et b dans les conditions réelles d'installation.

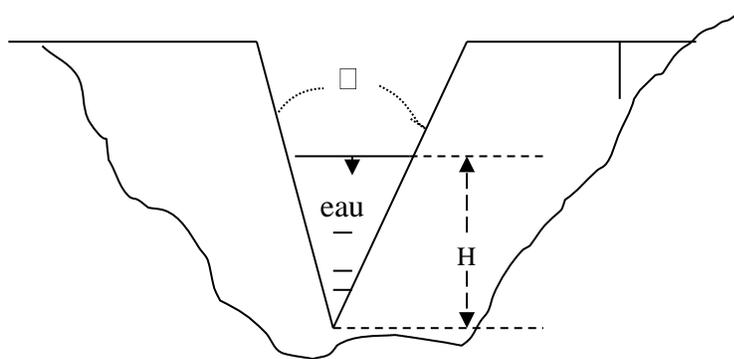


Fig. 2. Schéma d'un déversoir triangulaire

L'installation d'un déversoir ne peut se faire que si la pente est suffisante pour permettre un relèvement de la ligne d'eau en amont sans conséquences néfastes; d'autre part, le ralentissement provoqué à l'amont entraîne des sédimentations qui peuvent modifier progressivement la relation 'hauteur du plan d'eau (H) – débit (Q)'.

1.2.les déversoirs à mince paroi

Si une ventilation complète au niveau de la zone de stagnation est réalisée (Fig. 3), le débit d'un déversoir à mince paroi sera donné par l'équation:

$$Q = (2/3) \cdot C_d \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2}$$

où C_d est un coefficient de débit (tabulé) ou estimé par:

$$C_d \approx 0,611 + 0,075 \cdot (h/w)$$

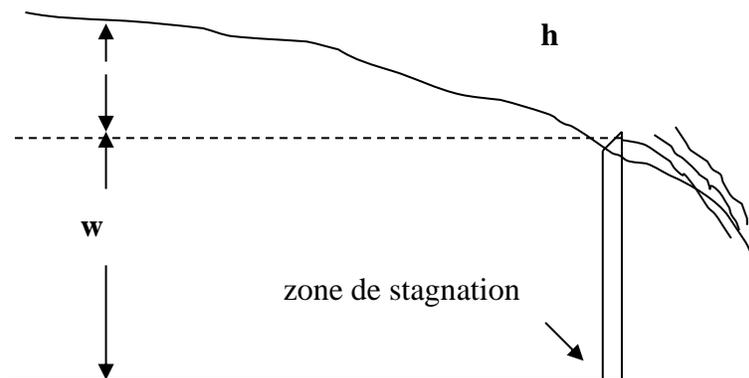


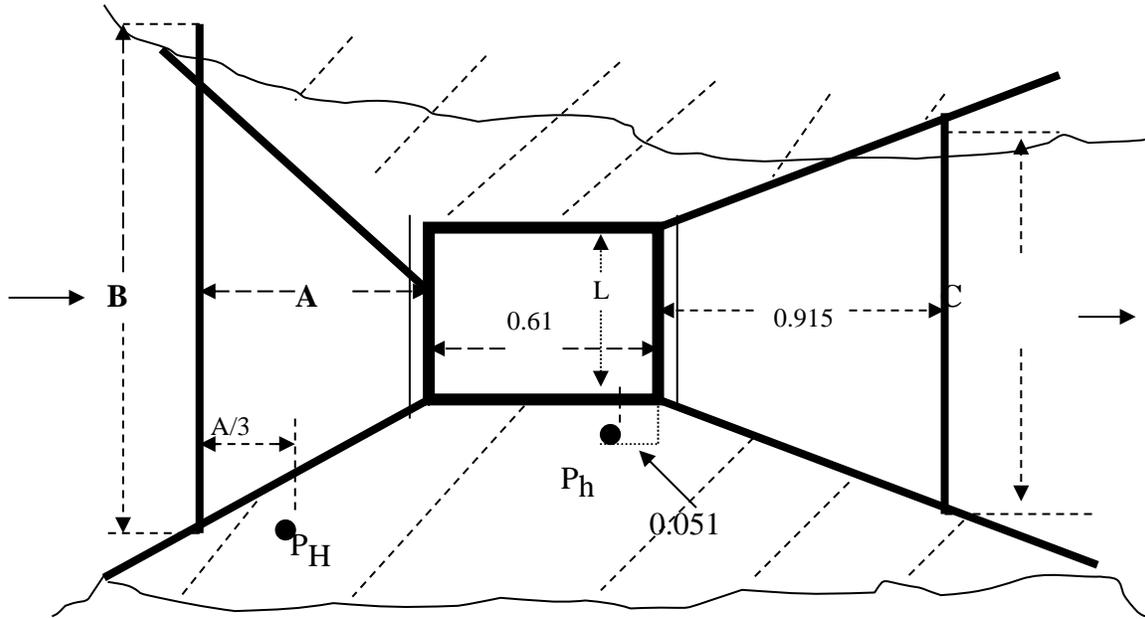
Fig. 3. Schéma d'un déversoir à mince paroi

1.3. les jaugeurs à ressaut

Il s'agit d'appareils ayant pour but de provoquer un passage en régime critique de l'écoulement où la relation H-Q est biunivoque et ne dépend que des dimensions géométriques de l'appareil. Le passage en régime critique est provoqué soit par un rétrécissement de la veine liquide, soit par son relèvement, soit par les deux à la fois. Le jaugeur à ressaut le plus connu est le jaugeur "Parshall". Les jaugeurs à ressaut comportent tous un tel dispositif qui fait passer l'écoulement

dans le canal du régime fluvial existant à l'amont au régime torrentiel réalisé dans l'emprise du jaugeur; l'écoulement à l'aval redevient fluvial par l'intermédiaire d'un ressaut. Les différentes dimensions du Parshall; exprimées en mètres; sont normalisés en fonction de sa largeur (L) au col:

$$A = 0,49.L + 1,194 \quad B = 1,196.L + 0,479 \quad C = L + 0,305$$



P_H = point ou échelle de mesure de H (hauteur du plan d'eau à l'amont)
 P_h = point ou échelle de mesure de h (hauteur du plan d'eau à l'aval.)

Fig. 4. Schema du jaugeur «Parshall »

Le débit, en m^3/s , délivré par le Parshall est fonction de H et de L telle que:

$$Q = 0,372 .L .(3,28.H)^x$$

La valeur de x est également fonction de L (cf tableau ci-dessous):

L (m)	0.2	0.6	0.8	1.0	2.0	2.6
x	1.506	1.548	1.560	1.569	1.588	1.609

Les jaugeages à ressaut sont beaucoup plus utilisés aussi bien dans les petites rivières de plaine que dans les petits torrents montagneux.

NB: Pour beaucoup de détails sur l'hydraulique des déversoirs, le lecteur est renvoyé au chapitre XII du livre intitulé "Hydraulique générale appliquée" de M. Carlier.

2. LES JAUGEAGES PAR DILUTION

L'OMM (Organisation Mondiale de la Météorologie) recommande dans son "Guide to Hydrometeorological Practices" ce type de jaugeage à chaque fois que les méthodes conventionnelles ne pourraient être employées au site considéré (cas des profondeurs faibles cas des écoulements torrentiels etc...).

Le principe du jaugeage par dilution est très simple. Au droit d'une section d'un tronçon de cours d'eau "I" on injecte un traceur ayant une concentration $[C_1]$. En un point de prélèvement "P", situé à l'aval, on effectue un prélèvement d'un échantillon d'eau et l'on détermine sa concentration $[C_2]$ en traceur. Il devient alors facile d'établir une relation entre le débit (Q) du cours d'eau et les concentrations $[C_1]$ et $[C_2]$ en usant, selon le mode d'injection, soit du principe de continuité (égalité des flux), soit du principe de conservation de masse entre les sections I et P.

2.1. précision de la méthode du jaugeage par dilution

Les méthodes du jaugeage par dilution reposent sur les hypothèses simplificatrices suivantes:

- le bon brassage (mélange) de l'eau entre I et P: Ce critère doit être vérifié avant que la section de prélèvement ne soit définitivement choisie. Comme guide général, la distance de bon brassage (L) ou distance entre I et P peut être approximée, dans le système d'unités SI, par la relation empirique; valable si $15 < C < 58$ ci dessous:

$$L = 0,13 \cdot C \cdot B^2 \cdot (0,70 \cdot C + 6)/g \cdot h$$

dans laquelle:

C = coefficient de rugosité du chenal de Chezy (tabulé),

B = largeur moyenne de la section mouillée,

H = profondeur moyenne d'écoulement,

g = accélération de la pesanteur.

Selon la nature du courant, les ordres de grandeur des distances de bon mélange sont, selon André, reportés au tableau ci-dessous.

B (m)	0 - 10	10 - 50	50 - 200
L (m)	50 - 500	500 - 2500	2500 - 15000

- la concentration C_2 mesurée au point P représente au mieux la concentration moyenne dans toute la section à l'instant considéré.

- la conservation du traceur (pas de perte) entre les sections d'injection et de prélèvement.

Ceci conduit, dans la mesure du possible, à éviter les zones d'eau morte lors du choix du tronçon de mesure. La concentration du traceur doit être déterminée à la section d'échantillonnage et au moins à une autre section plus à l'aval pour vérifier qu'il n'y ait pas de différence systématique de la concentration moyenne.

2.2. caractéristiques du traceur

Il existe plusieurs types de traceurs. Toutefois il est recommandé d'utiliser le traceur possédant les propriétés suivantes:

- facilement soluble dans l'eau à la température ambiante,
- chimiquement stable en solution,
- inoffensif à la communauté biologique du cours d'eau,

- peu coûteux et facilement détectable par des procédés ou moyens simples,
- non-adsorbable par les matières en suspension ou au contact des rives de l'oued,
- absent dans l'eau ou préexistant à faibles concentrations.

2.3. exemples de traceurs utilisés en hydrologie

Dans la pratique on utilise, selon les conditions précitées plus haut, les produits facilement mesurables suivants:

- Conductimétrie : Chlorure de sodium (NaCl ou sel de table),
- Colorimétrie : Bichromate de sodium ($\text{Na}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$),
- Fluorométrie : Fluorescine, Rhodamine B, Rhodamine Wet autres colorants synthétiques,
- Radiométrie : Or radioactif (Au^{198}), Sodium radioactif (Na^{24}), autres radioisotopes.

2.4. Estimation du débit dans le cours d'eau

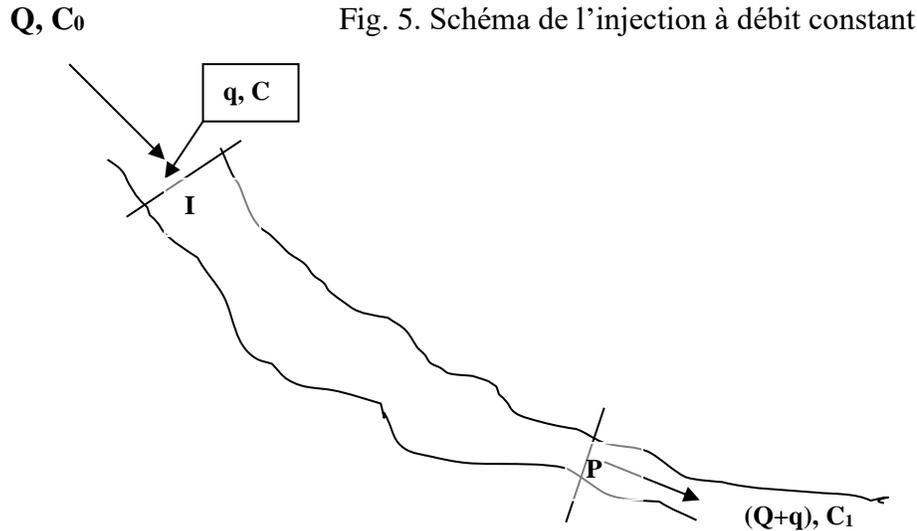
L'estimation du débit d'écoulement dépend du mode d'injection du traceur dans la section d'écoulement.

◆ cas de l'injection à débit constant

Dans ce cas, on injecte dans le cours d'eau, à débit constant q , une quantité du traceur ayant une concentration $[C]$. A l'aval, au point P, on effectue un nombre suffisants de prélèvements en passant de la rive droite, au milieu, puis à la rive gauche et retour (Fig. 5). L'analyse des échantillons prélevés permettra de déterminer la concentration moyenne de l'eau en traceur notée $[C_1]$. En admettant un écoulement permanent, l'estimation du débit utilise le principe de continuité comme suit :

$$Q.C_0 + q.C = (Q + q).C_1$$

où Q et C_0 dénotent respectivement, le débit du cours d'eau et la concentration initiale de l'eau en traceur.



En réarrangeant les termes on a :

$$Q = q.(C - C_1)/(C_1 - C_0)$$

Si la concentration initiale du traceur dans le cours d'eau est négligeable ou absente ($C_0 = 0$), on aura:

$$Q = q.[(C/C_1) - 1]$$

De plus, si la concentration en traceur $[C]$ est trop importante par rapport à sa concentration à l'aval $[C_1]$, suite au phénomène de dilution, alors on aura:

$$Q = q.(C/C_1)$$

◆ Cas de l'injection instantanée

Les points d'injection et de prélèvement étant préalablement déterminés (Fig. 6), on injecte instantanément une certaine quantité du traceur, un volume V à une concentration C_0 , soit $V.C_0$.

Au point de prélèvement P on fait différentes prises d'échantillons à un pas de temps dt et on détermine la concentration $C(t)$.

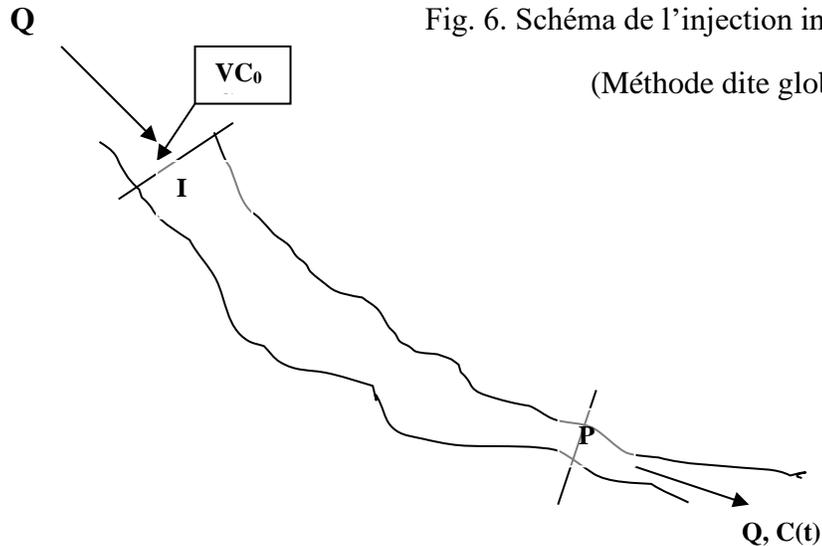


Fig. 6. Schéma de l'injection instantanée
(Méthode dite globale)

Suivant le principe de conservation de masse, tout ce qu'on a injecté au point I passerait par le point P. On aura alors:

$$VC_0 = \int_0^{\infty} Q.C(t).dt$$

Pour $t < t_0$ et $t > t_1$, c'est à dire avant et après le passage du traceur, la concentration de l'eau en traceur est nulle, soit; $C(t) = 0$. De ce fait, on tire que:

$$VC_0 = \int_{t_0}^{t_1} Q.C(t).dt$$

Le débit Q étant constant au cours de l'expérience, on a:

$$Q = VC_0 / \int_{t_0}^{t_1} C(t).dt$$

Les différents prélèvements au point P permettent de construire point par point la courbe $C(t)$ et de déterminer t_0 et t_1 (Fig. 7). On calcule alors l'intégrale qui permet d'évaluer Q . Si les

prélèvements sont effectués à des intervalles de temps réguliers ($\Delta t = \text{constante}$), L'équation ci-dessus peut être pratiquement adoptée comme suit:

$$Q = VC_0 / (\Delta t \cdot \sum C)$$

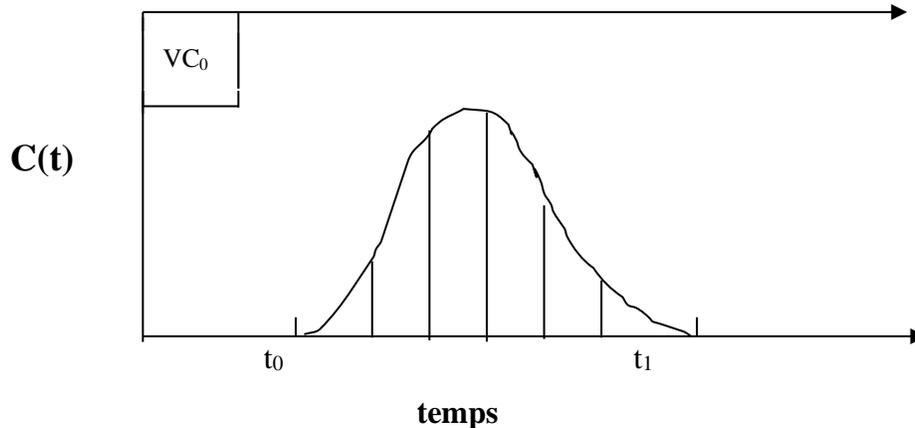


Fig. 7. Courbe de restitution du traceur

Note sur les prélèvements: Généralement, on prélève 20 à 25 échantillons de volume constant et à des intervalles de temps constants en un point fixe de la section d'écoulement (au milieu si possible). Le mélange de ces différents prélèvements donnera un échantillon de concentration moyenne sur la période de prise.

3.5. applications

1. Le débit d'un cours d'eau a été mesuré par injection instantanée d'un traceur. A 8:00 du matin. 20 Kg du traceur ont été injectés dans le cours d'eau. Des prélèvements d'eau ont été effectués à une heure d'intervalle dans deux stations S_{13} et S_{26} situées, respectivement, à 13 et 26 Km à l'aval du point d'injection. Les données obtenues sont reportées au tableau ci-dessous:

Heure	Concentrations (ppb)		Heure	Concentrations (ppb)	
	S13	S26		S13	S26
8:00	0	0	15:00	3	6
9	0	0	16	1	5
10	2	0	17	0	3
11	6	0	18	0	3
12	12	1	19	0	2
13	8	6	20	0	1
14	7	8	21	0	0

Déterminer:

- a- le débit aux stations S_{13} et S_{26}
- b- le pourcentage de traceur perdu entre ces deux stations en admettant un débit constant et une récupération complète du traceur à la station S_{13} .
- c- la vitesse moyenne du nuage du traceur (après avoir tracé les courbes de restitution du traceur sur le même graphe).

2. Une solution à 20 % de Rhodamine B a été injecté dans un cours d'eau à un débit constant de $6 \text{ cm}^3/\text{s}$. Après équilibre, les concentrations en traceur à une station de prélèvement à l'aval a été de l'ordre de 3 parties par milliard (3 ppb). Calculer le débit dans le cours d'eau.

3. La sortie sur terrain avait pour but l'estimation du débit dans un canal. En effet, un kilogramme de sel de table (NaCl), dilué dans l'eau du canal, a été injecté instantanément à l'amont d'un tronçon initialement aménagé. A une distance de 23 m à l'aval, des prélèvements d'échantillons d'eau ont été effectués à un pas de temps de 20 secondes et les conductivités électriques (CE en $\mu\text{S}/\text{cm}$ à 25°C) correspondantes ont été déterminées (Tableau ci-dessous) :

Résultats du jaugeage au traceur**(CE en $\mu\text{S/cm}$ à 25°C)**

Ech. N°	CE	Ech. N°	CE	Ech. N°	CE	Ech. N°	CE	Ech. N°	CE
1	910	7	8570	13	1200	19	967	25	938
2	917	8	5990	14	1101	20	956	26	962
3	899	9	3600	15	1053	21	953	27	920
4	901	10	2280	16	1049	22	941	28	-
5	977	11	1615	17	1007	23	950	29	-
6	5310	12	1346	18	988	24	946	30	-

L'étalonnage du conductivimètre, étant établi au laboratoire d'hydrochimie en diluant du sel dans l'eau du canal (cf résultats au tableau ci desous), on vous demande e :

- tracer la courbe d'étalonnage du conductivimètre sur un papier millimétré,
- calculer les concentration en NaCl des différents prélèvements,
- tracer la courbe de restitution de NaCl,
- calculer le débit dans le canal après avoir énumérer toutes les hypothèses nécessaires.

Etalonnage du conductivimètre : [NaCl = f(CE)

<u>gr. de NaCl</u>	<u>Veau (ml)</u>	<u>g/l de NaCl</u>	<u>CE ($\mu\text{S/Cm}$)</u>
<u>0.35</u>	<u>100</u>	<u>3.500</u>	<u>5210</u>
<u>1.00</u>	<u>2.00</u>	<u>5.000</u>	<u>8230</u>
<u>3.00</u>	<u>300</u>	<u>10.000</u>	<u>14884</u>
<u>0.35</u>	<u>200</u>	<u>1.750</u>	<u>3490</u>
<u>0.35</u>	<u>250</u>	<u>1.400</u>	<u>2970</u>
<u>0.35</u>	<u>300</u>	<u>1.167</u>	<u>2680</u>

3. JAUGEAGE AU MOULINET

3.1.Principe de la méthode

Etant donnée une section droite d'un cours d'eau ; le débit est défini comme le flux du vecteur vitesse à travers cette section. Sur une section élémentaire dA , le débit correspondant sera :

$$dQ = v.dA$$

et le débit total à travers la section du cours d'eau A est :

$$Q = \int_A v.dA$$

ou plus précisément :

$$Q = \int_{RD}^{RG} dx \cdot \int_0^{f(x)} v(x,y).dy$$

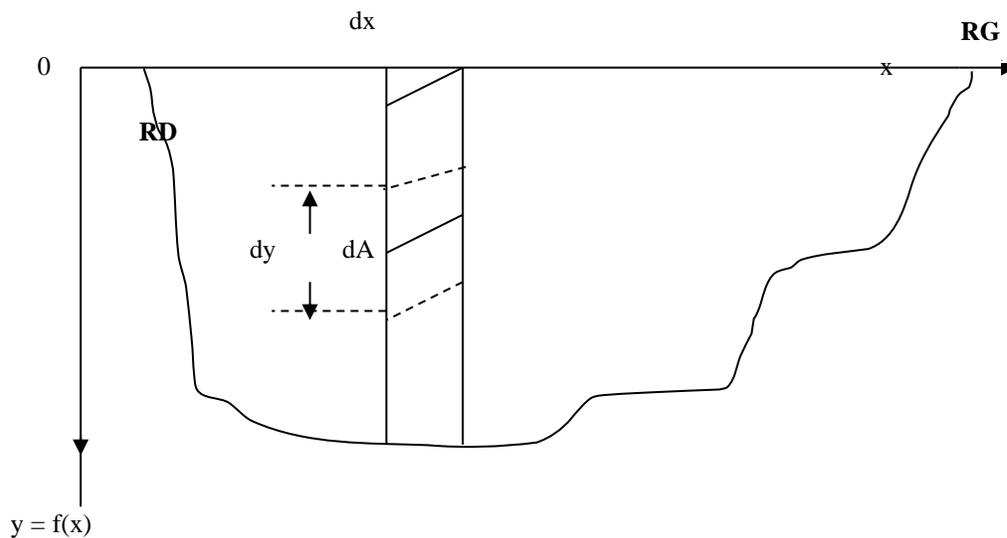


Fig. 8. Schéma d'une section élémentaire de mesure

Les jaugeages au moulinet, appelés également jaugeages par exploration du champs des vitesses, consiste à étudier la fonction $v(x,y)$ en échantillonnant suivant différentes valeurs de la largeur (x) et de la profondeur (y) de la section mouillée.

Généralement, on fixe différentes abscisses (appelées verticales) x_1, x_2, \dots, x_i et sur chacune des abscisses (x_i) on mesure, à différentes profondeurs $y_{i1}, y_{i2}, \dots, y_{ij}$; la vitesse $v(x_i, y_{ij})$. Cette technique est dite ‘ jaugeage point par point ’.

D’une manière plus simple, la mesure du débit par cette méthode exige la détermination des vitesses ponctuelles en nombre suffisant pour permettre le calcul d’une vitesse d’écoulement moyenne (V) dans la section du cours d’eau considérée. Le débit transitant à travers cette section est alors :

$$Q = A.V$$

4. Matériel de mesure

La chaîne de mesure comporte différents éléments à savoir :

- les capteurs (ou hélices)

Le paramètre à mesurer est la composante normale à la section de la vitesse de l’eau. Le capteur le plus utilisé est une hélice. Lorsque on introduit cette hélice dans l’écoulement, la vitesse longitudinale de l’eau provoque la rotation de cette hélice. Théoriquement, la relation entre la vitesse de rotation N , exprimée en tours (ou révolutions) par seconde et la vitesse de l’eau (v : en m/s) est du type :

$$\underline{v = a.N + b}$$

où a est une constante de proportionnalité (ou pas réel) et b est la vitesse de démarrage ou vitesse de frottement. Les valeurs de a et de b sont données par le fabricant. Suivant les plages des vitesses, on est parfois obligé d’utiliser deux relations pour la même hélice.

La sensibilité d’une hélice dépend de son pas. Pour mesurer les faibles vitesses, on utilise des hélices à faible pas et inversement (voir tableau ci-dessous) :

Diamètre (m)	Pas nominal (m)	Vitesse min. (m/s)	Vitesse max. (m/s)
0.03	0.05	0.050	0.50
	0.10	0.055	1.10
0.05	0.05	0.025	0.50
	0.10	0.030	1.00
	0.25	0.035	2.50
	0.50	0.060	5.00
0.08	0.125	0.060	1.25
1.00	0.250	0.040	6.00
1.25	0.25	0.05	2.50
	0.50	0.06	5.00
	1.00	0.08	10.00

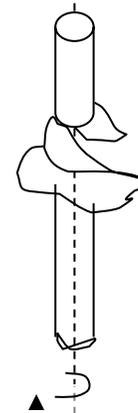


Fig.9. Schéma d'une hélice

Les hélices sont réalisées le plus souvent en alliage léger mais il existe des hélices en plastiques dont la précision est très satisfaisante (erreur < 1 %).

- le traitement du signal (les moulinets)

Les moulinets ont pour objet de transformer le mouvement de rotation de l'hélice en impulsions électriques facilement transférables et enregistrables. L'ensemble du moulinet est généralement réalisé en acier inoxydable.

- l'enregistrement (les compteurs)

Les compteurs ont pour objet de totaliser les impulsions électriques émises par le moulinet à une cadence maximale d'enregistrement de l'ordre de 10 à 20 Hz (impulsions/s). Tous les compteurs nécessitent une alimentation électrique.

- les supports (ou perches) :

Afin de positionner le compteur (hélice) à différentes profondeurs suivant une verticale on a deux types de supports :

• les perches et les microperches

Une perche cylindrique graduée (diamètre : 9 à 30 mm) est maintenue verticalement dans l'écoulement. Un coulisseau coaxiale permet de déplacer le moulinet suivant la verticale. Ce qui permet de réaliser des jaugeages point par point uniquement.

• la perche à intégration (PIREE)

Cette perche comporte un support de section rectangulaire. Sur celle ci est fixée un boîtier qui contient les différents compteurs et un moteur électrique à vitesse réglable.

- les saumons

Un saumon est un lest profilé dont le poids varie entre 5 et 150 kg. Il porte à sa partie amont le moulinet et son hélice. Un empennage à sa partie arrière permet son orientation dans le sens du courant. Il est suspendu par un câble électroporteur à un treuil. Ce câble sert à la fois à soutenir le saumon, mais aussi à transmettre les impulsions électriques en provenance du moulinet. Le treuil, généralement à manœuvre manuelle, comporte un compteur indiquant la longueur du câble lâchée ce qui permet de mesurer les profondeurs par rapport à la surface. La descente du saumon peut être manuelle.

5. Matérialisation de la section et de déplacement transversal

La détermination de la section transversale et comment s'y déplacer d'une verticale à l'autre se fait selon plusieurs techniques complémentaires. On distingue :

- **le jaugeage en bottes** : se limite aux cours d'eau peu profonds (profondeur $< 1\text{ m}$) et surtout à faible courant (vitesse $< 2\text{ m/s}$).

- **le jaugeage depuis une passerelle** : permet de mesurer jusqu'à une profondeur de 3 m et à vitesses plus fortes (de l'ordre de 3 m/s).

- **le jaugeage au saumon depuis un pont** : est utilisé en cas de grandes profondeurs et trop fortes vitesses.

- **le jaugeage en bateau** : se fait dans les rivières et fleuves larges et profonds. On utilise des bateaux légers pneumatiques équipés d'une porte à faux avec un treuil simple et un saumon. Etant recommandée pour les faibles vitesses (vitesse $< 2\text{ m/s}$), ce type de jaugeage présente l'inconvénient de perturber les vitesses en surface.

6. Conduite et exploitation du jaugeage

6.1. choix du site

Le site de jaugeage n'est pas imposé. On peut envisager différents sites plus ou moins en amont ou en aval pourvu qu'il n'y ait pas d'affluents ou de pertes entre ces deux points. On choisira de préférence un site où les vitesses sont parallèles entre elles et perpendiculaires à la section de jaugeage (tronçon plus ou moins rectiligne). La profondeur doit être suffisante par rapport au diamètre de l'hélice. Les vitesses doivent être également suffisantes par rapport aux vitesses de démarrage des hélices. Le fond doit être, dans la mesure du possible, régulier et dépourvu d'entraves au fonctionnement de l'hélice.

6.2. choix des verticales

Le nombre de verticales doit être suffisant pour bien définir la section mouillée et la répartition des vitesses. Il n'existe pas de règle stricte pour fixer ce nombre. Dans les cas simples, on pourra appliquer la règle des 'moitiés' avec une verticale au milieu, deux aux quarts, deux aux

huitièmes, etc... Il est vivement recommandé de multiplier les verticales près des singularités (ou hétérogénéités) au niveau de la section d'écoulement (Fig. 10).

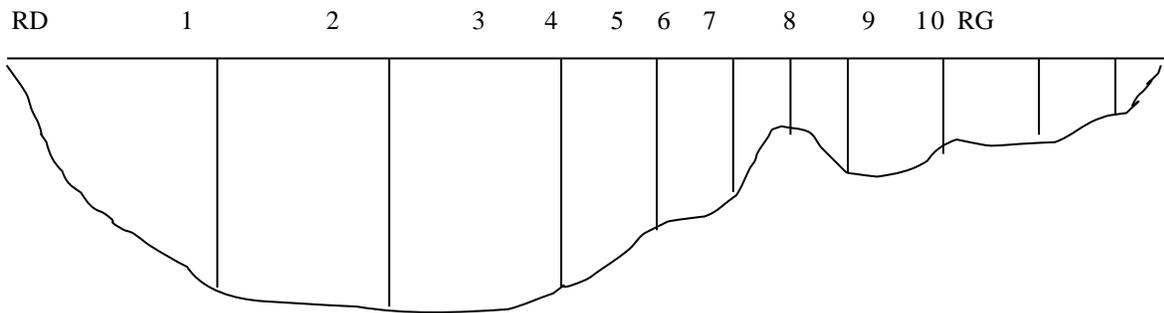


Fig.10. Matérialisation de la section de mesure

Comme règle purement pratique, le nombre de verticales doit être choisi de telle sorte que le débit à travers une section élémentaire ne dépasse 10 % du débit total dans la section.

6.3. Nombre de mesures sur une verticale

Dans le cas d'un jaugeage point par point, le nombre de mesures par verticale dépend de la profondeur totale et, par conséquent, de la variabilité des vitesses. La vitesse d'écoulement de l'eau dans la rivière varie avec la profondeur avec un maximum à la surface de l'eau et un minimum, presque nulle, au niveau du radier du chenal. Ainsi, le tableau ci-dessous peut être utilisé comme guide pour déterminer la vitesse moyenne d'écoulement sur une verticale donnée.

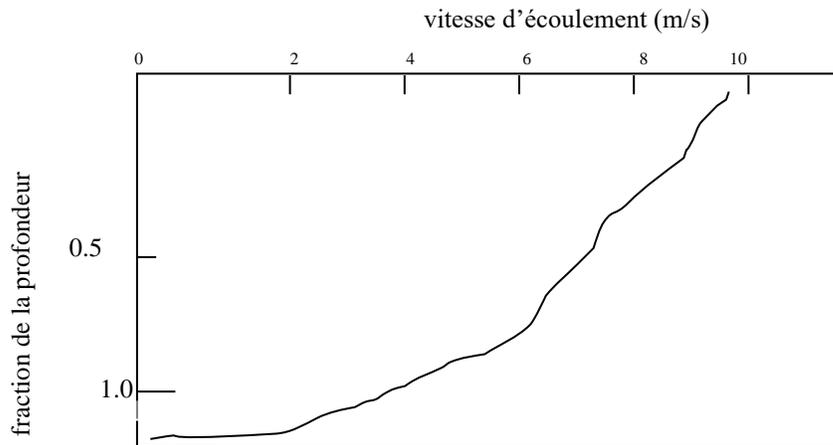


Fig. 11. Variation de la vitesse d'écoulement avec la profondeur

Nombre de mesures de la vitesse sur une verticale

Nbre de points de mesure	y : profondeur (m)	Profondeur du moulinet (m)	Vitesse moyenne sur la Verticale (m/s)
1	0.30 – 0.60	0.6 y	$V_{\text{moy}} = V_{0.6}$
2	0.60 – 3.0	0.2y et 0.8y	$V_{\text{moy}} = (V_{0.2} + V_{0.8})/2$
3	3.0 – 6.0	0.2y, 0.6y, 0.8y	$V_{\text{moy}} = (V_{0.2} + 2V_{0.6} + V_{0.8})/4$
5	> 6	S, 0.2y, 0.6y, 0.8y, F	$V_{\text{moy}} = (V_S + 3V_{0.2} + 2V_{0.6} + 3V_{0.8} + V_F)/10$

Où : V_S = vitesse mesurée à 30 cm de la surface de l'eau
 V_F = vitesse mesurée à 30 cm du fond du chenal.

6.4. Exploitation des mesures : calcul du débit

Soit une section élémentaire dA et soit dQ le débit élémentaire à travers cette section (Fig. 12). On a :

$$dQ = v \cdot dA$$

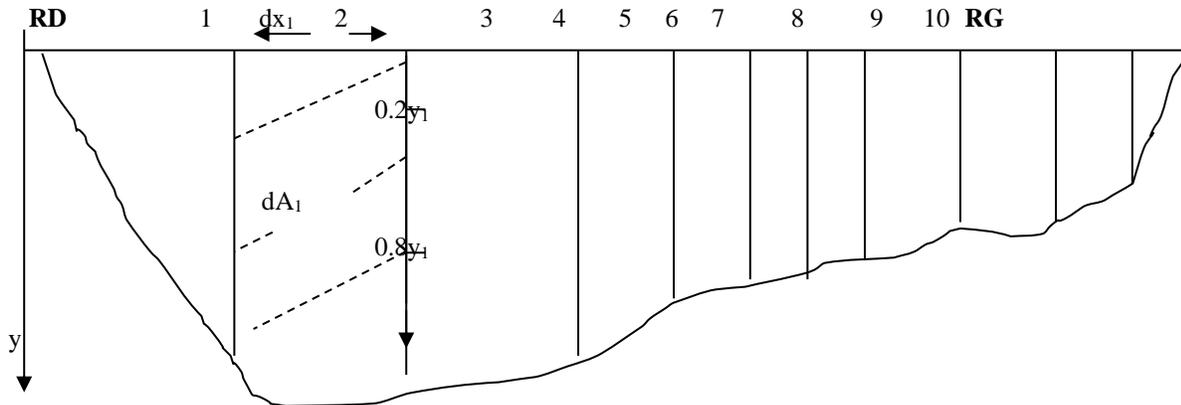


Fig. 12. Détermination du débit élémentaire à travers une section élémentaire

Le débit total à travers la section d'écoulement A est donnée, rappelons le, par :

$$Q = \int_A v \cdot dA$$

Pratiquement, on peut écrire :

$$Q = \sum V_i \cdot A_i$$

dans laquelle V_i dénote la vitesse moyenne mesurée au niveau de la section élémentaire (i) de superficie A_i .

Les différents calculs sont dressés sous forme de tableau (voir fiche ci-jointes). Les résultats obtenus permettent d'expliquer le champ des vitesses et, par conséquent, le champ des débits à l'aide de graphiques tels que : $V = f(y)$, $Q = f(y)$ et la courbe d'égale vitesse d'écoulement.

NB : L'exécution d'une mesure correcte du débit d'un cours d'eau nécessite un temps appréciable et un écoulement permanent doit exister pendant toute la durée des mesures. Parfois, il y a un changement rapide du débit et on est obligé d'abréger la procédure de mesure ; ce qui nous induit en erreur. Dans de telles situations, d'autres méthodes s'avèrent plus adaptées notamment, les

flotteurs et les méthodes indirectes basées sur le principe des pertes d'énergie et utilisées dans l'hydraulique des canaux à ciel ouvert.

7. DETERMINATION DU DEBIT PAR UN FLOTTEUR

Les flotteurs peuvent être utilisés durant les périodes de crues où les méthodes conventionnelles ne peuvent pas être appliquées. Des flotteurs spécialement préparés peuvent être utilisés pour déterminer la vitesse d'écoulement de l'eau. Deux observateurs se trouvent aux deux extrémités du tronçon où la mesure doit s'effectuer (Fig. 13). L'observateur à l'amont signale l'arrivée du flotteur à sa station. Celui à l'aval mesure alors le temps (t) mis par le flotteur pour traverser le tronçon de mesure ayant une longueur (L). Si le cours d'eau est très large, plusieurs flotteurs peuvent être utilisés à des intervalles de temps uniformes. Ceci exige un troisième observateur chargé de jeter les flotteurs soit d'un bateau pneumatique soit d'un pont.

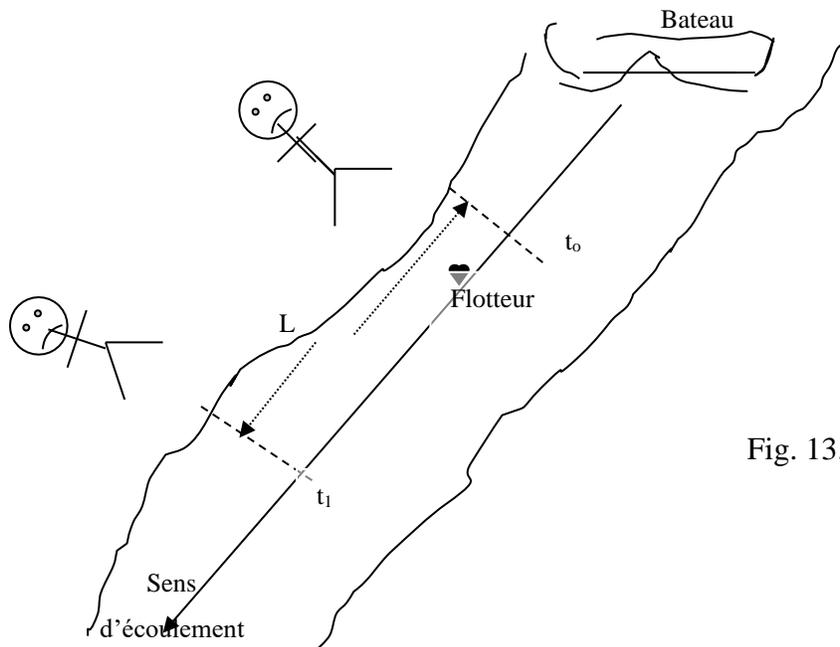


Fig. 13. Jaugeage au flotteur

Puisque la vitesse d'écoulement est maximum à la surface de l'eau, la vitesse mesurée par le flotteur ($V = L/t$) doit être multipliée par un coefficient réducteur, variable selon la profondeur entre 0.6 et 0.8, afin d'obtenir la vitesse moyenne relative à cette verticale. Cette correction n'est pas nécessaire si le flotteur est conçu de sorte qu'il couvre une grande partie de la profondeur totale de l'écoulement.

A. ETALONNAGE D'UNE STATION HYDROMETRIQUE

Les stations de jaugeage

Une station de jaugeage est un site (ou éventuellement plusieurs mais proches) où on réalisera les différentes opérations nécessaires à l'acquisition des débits en fonction du temps. Ce site doit de préférence être tel que la relation "Hauteur du plan d'eau - Débit" aussi stable que possible soit stable dans le temps.

1. Sélection du site

Il existe quatre critères pour installer une station hydrométrique: l'accessibilité, la stabilité, l'adéquation et la permanence.

1.1. l'accessibilité

L'accès à la station doit être possible sous toutes les conditions et plus particulièrement lors des crues.

1.2. l'efficacité

Une station est dite efficace si elle est capable de couvrir complètement l'intervalle de variation du débit qui pourrait avoir lieu.

1.3. la stabilité

La relation H-Q doit changer progressivement dans le temps. Du point de vue coût d'opération et précision dans les mesures de Q, il faut choisir un site de sorte que la relation H-Q demeure raisonnablement stable.

1.4. la permanence

la station doit être située de sorte que l'installation ne soit pas perturbée. Une des caractéristiques les plus importantes dans l'enregistrement du débit est sa continuité.

2. Divers types de stations de jaugeage

2.1. Les stations à échelles limnimétriques

La limnimétrie est la mesure des niveaux d'eau en fonction du temps. Toute station hydrométrique comporte au moins une échelle de mesures des hauteurs du plan d'eau et éventuellement un limnigraphe. Les échelles sont des repères fixes sur lesquels on lira le niveau d'eau (H). Elles sont réalisées, le plus souvent, en tôle émaillée; parfois, en fonte ou en pierre

(lave émaillée). Une fois installées, les échelles sont nivelées et rattachées au nivellement général, c'est à dire le NGA. En pratique, il faut que le zéro de l'échelle soit toujours sous l'eau, même lors des étiages les plus sévères.

Les limnigraphes sont des appareils ayant pour but d'enregistrer les niveaux d'eau en fonction du temps. On distingue:

a- les limnigraphes à flotteurs:

Les limnigraphes à flotteurs sont les plus utilisés. Leur principe commun est très simple. Le capteur est un flotteur équilibré en partie par un contre-poids dont les déplacements sont liés à ceux du flotteur par un câble et une poulie. Les mouvements verticaux du flotteur sont transformés en mouvement de rotation de l'axe de la poulie. Cet axe entraîne, par un système d'engrenage le déplacement transversal d'un stylet le long d'une tige filetée. Le stylet inscrit sur le papier d'un tambour ou d'une table déroulante dont le déplacement est proportionnel au temps.

Ces appareils sont réglables en vitesse de rotation. Pour les tombeurs, les rotations se font en un jour, une semaine, deux semaines ou un mois; pour les tables déroulantes, l'autonomie peut être de plusieurs mois. Dans tous les cas, il est conseillé de ne pas laisser plus d'un mois les appareils sans visite car les sources de panne sont nombreuses.

L'installation de ces appareils se fait à la verticale d'un point de mesure dans lequel est situé le flotteur. Selon les cas et les circonstances, l'installation peut se faire soit en prise directe dans le cours d'eau, soit enterrée dans la rive avec un tube de prise.

Ce type d'installation, en plus du coût relativement modéré, présente l'avantage d'avoir un mécanisme simple et robuste. Cependant, ses inconvénients résident dans les possibilités de colmatage des tubes de prise et de gel dans le tube, le coût d'installation du puits enterré et le risque de mettre l'appareil à la portée des crues, notamment pour les puits en prise directe.

b- les limnigraphes à bulles

Ces appareils sont basés sur le principe d'une prise de pression au fond du cours d'eau. Une bouteille de gaz comprimé (azote ou air), muni d'un monodétendeur, alimente le circuit gaz à débit constant. Le régulateur de débit est couplé avec un visualisateur; on peut ainsi régler le débit constant à un écoulement ' bulle à bulle '. Le circuit gaz se poursuit jusqu'au fond de la rivière à partir de laquelle s'échappent les bulles à gaz. Sur ce circuit de gaz est branchée une prise de pression reliée à un manomètre à mercure (ou à une capsule manométrique). Le déplacement d'un stylet inscripteur sur une table déroulante est asservi par différents systèmes de mesure de pression. Or, cette pression est égale à celle qui règne au fond du cours d'eau moins le poids de la colonne de gaz plus les pertes de charges dans le circuit gaz. Ces deux derniers termes sont constants (géométrie et débit) et d'ailleurs négligeables. La variation de pression est donc proportionnelle à la variation du niveau.

Ce genre d'installations présente les avantages suivants:

- l'appareil s'accommode très bien des eaux chargées; si la prise de pression se colmate, la pression de gaz montera jusqu'à déboucher la conduite,
- l'appareil peut être installé à plusieurs dizaines, voire centaines, de mètres du cours d'eau,
- tout le matériel est facilement récupérable en cas de déplacement de la station.

Les inconvénients de ces installations se résument comme suit:

- le coût d'installation est cher,
- le mécanisme, plus ou moins sophistiqué, nécessite un personnel plus qualifié,
- l'astrainte d'une organisation d'un parc de bouteilles de gaz.

2.2. les stations à déversoirs

Il s'agit de l'établissement de stations de jaugeages comportant un déversoir implanté dans le lit du cours d'eau, notamment dans les ruisseaux et les petits torrents. Ces dispositifs peuvent être réalisés de façon à obtenir une relation univoque entre la hauteur du plan d'eau (H) dans le bief amont et le débit (Q) qui le traverse. La courbe de tarrage de la station résulte des formules de l'hydraulique générale donnant le débit du déversoir. On distingue, rappelons le, les déversoirs triangulaires, les déversoirs à mince paroi et les déversoirs à large seuil.

2.3. les stations barrage et les stations usines

Le débit d'un cours d'eau (Q) peut être déduit de la production totale d'énergie (en Kwh) d'une usine hydroélectrique dont le rendement global, en fonction de la puissance (P) produite et de la hauteur de chute (H), est suffisamment bien connu par:

$$P = \rho \cdot Q \cdot H$$

dans laquelle ρ dénote le poids spécifique de l'eau. De même le débit d'un cours d'eau alimentant un réservoir peut être également déduit des variations du plan d'eau dudit réservoir, compte tenu évidemment des prélèvements effectués dans le réservoir. Ces deux procédés peuvent être utilisés pour avoir des débits moyens sur une base de temps assez longue (semaine ou mois).

2.4. les stations de jaugeage à deux échelles

En réalité, il n'existe une relation univoque ($Q = f(H)$) entre le débit Q et la hauteur du plan d'eau H lue à l'échelle limnimétrique que si l'écoulement est uniforme et permanent avec un contrôle invariable. Par conséquent, on cherche toujours à placer les stations pour qu'il en soit ainsi; de façon à n'avoir à relèver ou à enregistrer les hauteurs d'eau qu'à une seule échelle, c'est à dire à une seule section d'écoulement. Si la station de jaugeage se trouve dans le remous d'un contrôle dont les caractéristiques varient dans le temps, le débit peut être, dans ce cas, relié par une relation $Q = f(H_1, H_2)$ aux hauteurs d'eau relèrées à deux échelles soigneusement disposées pour obtenir une bonne définition de la pente de la ligne d'eau dans les deux sections et par la suite calculer le débit en appliquant la théorie de l'hydraulique des canaux à ciel ouvert (Fig. 14).

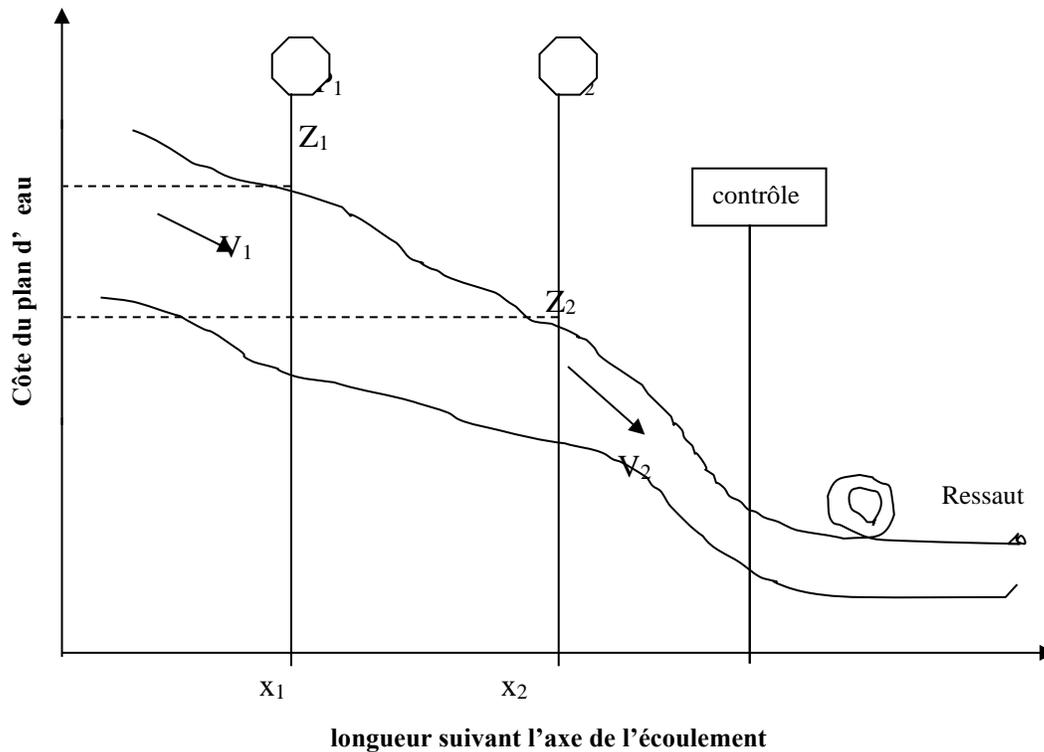


Fig. 14. Schéma explicatif d'une station limnimétrique à deux échelles.

On appelle section de contrôle ou simplement contrôle, toute singularité du chenal qui provoque une augmentation de la vitesse de l'eau pour faire passer l'écoulement du régime fluvial au régime torrentiel.

3. Les courbes de tarage

Si on a pu réunir toutes les conditions idéales d'installation d'une station de jaugeage, l'établissement d'une courbe de tarage, appelée également courbe d'étalonnage, ne devrait pas poser

de difficultés. Malheureusement les conditions idéales ne se rencontrent que rarement dans la nature.

3.1. Etablissement de la courbe de tarage

La fonction $Q = f(t)$ se déduit de la courbe $H = f(t)$. Les hauteurs sont lues une ou deux fois par jour sur une échelle limnimétrique ou enregistrée d'une façon continue par un limnigraphe. A partir de la courbe $H(t)$ on peut tirer $Q(t)$ au moyen de la courbe de tarage $Q(H)$ de la station. Cette dernière est établie expérimentalement en déterminant; en principe une fois pour toute; par une série de jaugeages effectués le plus souvent au moulinet, les débits Q_i traversant la section de mesure de la station pour des côtes du plan d'eau (H_i) lues à son échelle limnimétrique et échelonnées entre les plus hautes et les plus basses eaux. On admet le plus souvent que la relation $Q(H)$ est univoque, c'est à dire, qu'à une côte H_i déterminée correspondra toujours un et un même débit Q_i .

On se contente donc de reporter les couples $H_i - Q_i$ obtenues par jaugeage sur un graphique à échelle arithmétique (Fig. 15). Le nuage de points ainsi obtenu permet d'évaluer la relation la plus probable entre Q et H .

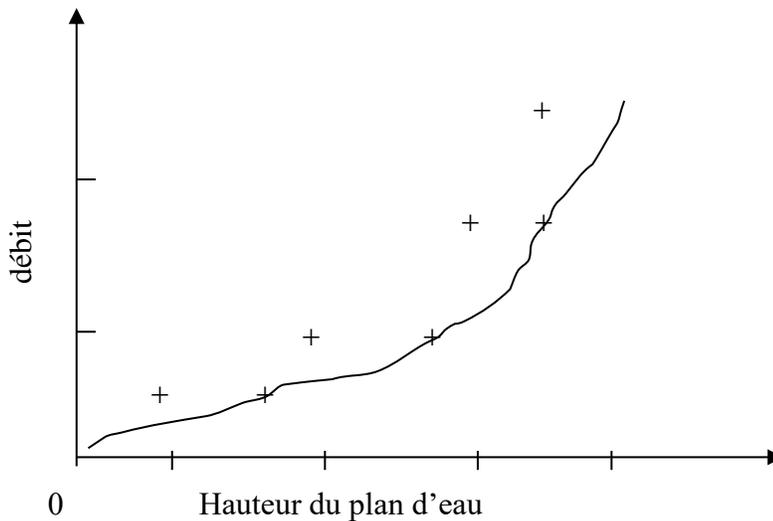


Fig. 15. Courbe de tarage: $Q = f(H)$

3.2. Extrapolation de la courbe de tarage

Dans la pratique, il est plus ou moins facile de tracer la courbe de tarage dans les conditions normales de l'écoulement. Par contre, le tarage devient plus délicat en hautes et basses eaux. En effet, il est toujours difficile d'obtenir une bonne courbe $Q-H$ en étiage. Dans de tels cas, on est contraint soit à multiplier les jaugeages d'étiage, soit à aménager la station pour mieux cerner les

débits des basses eaux. Parfois, il est impossible d'établir une courbe d'étalonnage. En hautes eaux, le problème essentiel est celui de l'extrapolation de la courbe; en effet, on enregistre au limnigraphe des hauteurs supérieures à celles correspondant au jaugeage des plus grands débits. L'extrapolation d'une courbe de tarage se fait selon plusieurs méthodes mais pas toujours satisfaisantes. On note:

- l'extrapolation graphique,
- l'extrapolation logarithmique

3.2.1. Extrapolation graphique

Cette méthode, simple à appliquer, n'est adéquate que si l'extension est petite et que la courbe de tarage est bien établie dans sa partie supérieure (Fig. 16).

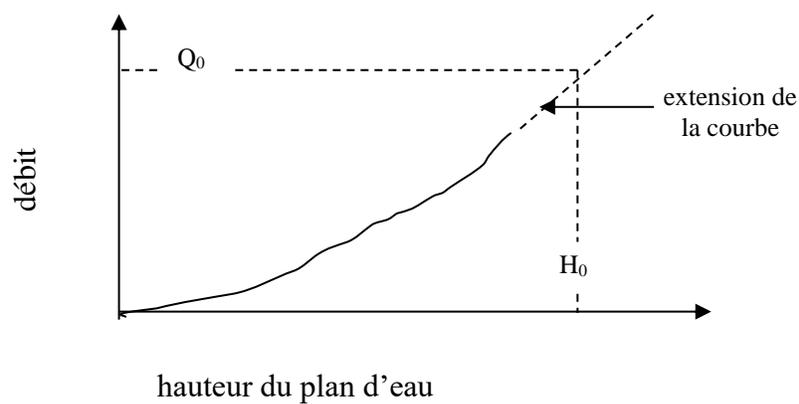


Fig. 16. Extrapolation graphique de la courbe de tarage

3.2.2. Extrapolation logarithmique

Dans les cas les plus simples où la variation de la section d'écoulement est progressive avec la hauteur, on peut toujours supposer que la relation $Q(H)$ est de la forme:

$$Q = a.(H - H_0)^b$$

où Q est le débit, H est la hauteur du plan d'eau, H_0 est un paramètre qui dépend du zéro de l'échelle; c'est la hauteur qui correspond à $Q = 0$, a et b sont des constantes d'ajustement à déterminer graphiquement ou par la méthode des moindres carrés.

Pour extrapoler la courbe de tarage, on portera donc sur papier bilogarithmique les plus forts jaugeages en testant différentes valeurs de H_0 jusqu'à ce qu'on obtienne une droite (Fig. 17). Le choix de l'intervalle de variation de H_0 se déduit de l'allure générale de la courbe de tarage.

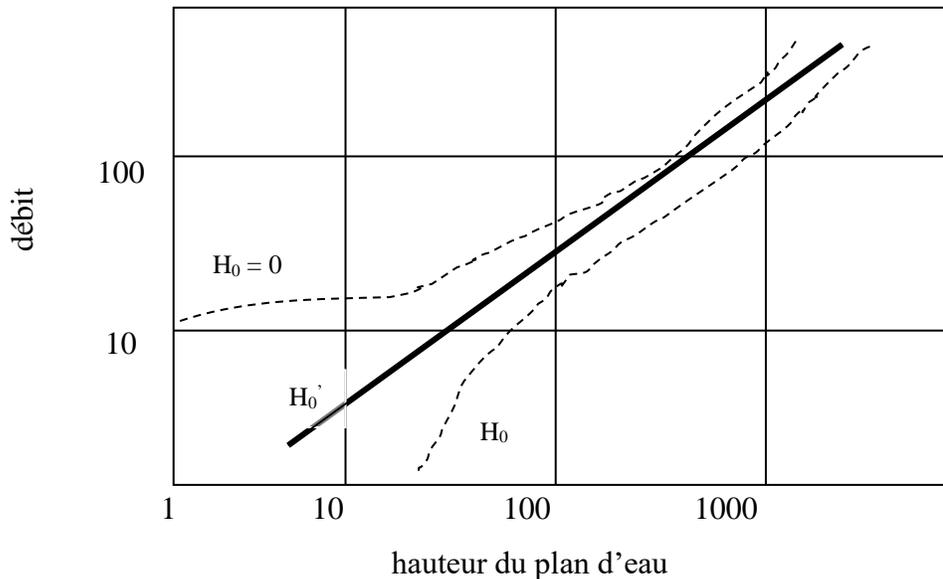


Fig. 17. Extrapolation logarithmique de la courbe de tarage

Une fois, l'alignement est obtenu, la valeur de Q correspondant au niveau d'eau est déterminée à partir du graphe ou de l'équation de l'ajustement. L'ordonnée correspondant ($H - H_0 = 1$) et la pente de la droite ainsi obtenue déterminent respectivement, les constantes a et b .

3.3. Stabilité et période de validité des courbes de tarage

Dès les premières années de la vie d'une station hydrométrique, on multiplie les jaugeages de façon à établir au plûtôt une courbe de tarage précise. Dans certaines conditions on peut avoir

une courbe parfaitement stable (pas de végétation, transport solide faible, lit parfaitement stabilisé...): il suffit alors de procéder à quelques jaugeages de contrôle assez espacés dans le temps.

Bien souvent, les courbes ne sont pas stables surtout en basses eaux. On est alors obligé de multiplier les jaugeage et d'établir différentes courbes de tarage suivant les périodes de l'année. On obtient donc un abaque de courbes de tarage auxquelles sont rattachées différentes période de validité (Fig. 18).

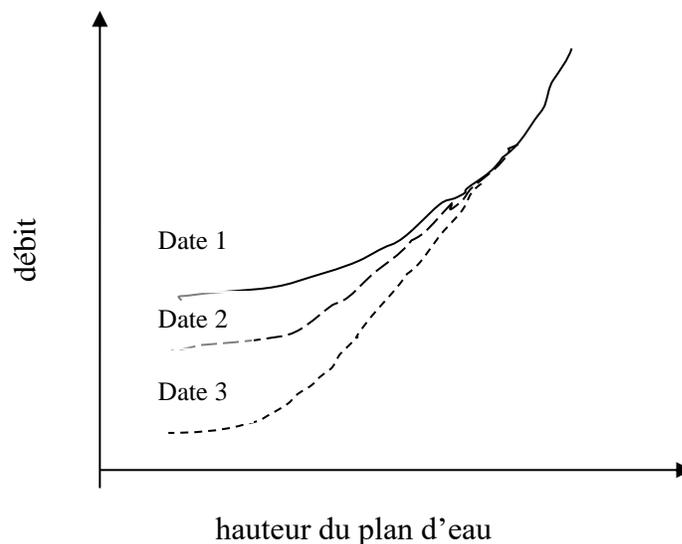


Fig. 18. Courbes de tarage en étiage

B. PRESENTATION DES DONNEES RELATIVES AUX DEBITS

Les relevés de débit effectués pendant une longue série d'années au droit d' une station de jaugeage forment un ensemble de chiffres et de graphiques qu'il convient de dépouiller et de classer suivant des méthodes qui facilitent leur analyse et permettent d'en tirer les éléments pouvant intéresser l'ingénieur hydrologue. Le problème est analogue à celui du classement des précipitations et sa solution rationnelle relève des méthodes bien connues de la statistique descriptive. En pratique, les données sont présentées sous forme de:

1. Tableaux numériques et courbes chronologiques

1.1. débits moyens journaliers Q_j

Ces débits sont calculés, en l/s ou en m³/s, à partir de la cote moyenne (H) lue à l'échelle ou enregistrée par un limnigraphe au droit de la station de jaugeage pour le jour considéré en utilisant la courbe de tarage Q(H) de la dite station. En l'absence d'un limnigraphe, deux à trois lectures à l'échelle par jour seraient indispensables pour obtenir une moyenne correcte du débit journalier.

1.2. débits moyens mensuels Q_m

Ces débits sont calculés en prenant pour chaque mois la moyenne arithmétique des débits moyens journaliers; soit:

$$Q_m = \sum Q_j / n$$

où n denote le nombre de jours dans le mois considéré.

1.3. débit moyen annuel "ou module" Q_a

Le débit moyen annuel s'obtient en divisant la somme des débits moyens mensuels par 12; soit:

$$Q_a = \sum Q_m / 12$$

Le tableau ci-joint englobe la forme de présentation des données numériques en question.

2. Courbe des débits cumulés

Dans les études ayant pour objet la régularisation des cours d'eau au moyen de reservoirs saisonniers, on emploie le plus souvent une courbe dite "courbe des débits cumulés". Cette courbe donne le volume d'eau (V) écoulé en une station en fonction du temps compté depuis une origine arbitrairement choisie. Le débit (Q) étant donné par une courbe chronologique $Q = f(t)$, l'ordonnée de la courbe des débits cumulés à l'instant (t) représente l'intégrale:

$$V = \int Q(t).dt$$

La dérivée de cette courbe correspond au débit passant par la station à l'instant (t). Ce débit est donc, à chaque instant, proportionnel au coefficient angulaire de la tangente à la courbe précitée au point correspondant (Fig. 20). De même le débit moyen afférent à un intervalle de temps (Δt) est proportionnel au coefficient angulaire de la droite joignant les points de la courbe des débits cumulés ayant respectivement pour abscisses (t) et ($t + \Delta t$). Enfin, cette courbe permet également d'évaluer la "capacité minimum" à donner un réservoir (retenue collinaire par exemple) destiné à maintenir le débit d'une rivière à une valeur donnée pendant une période déterminée.

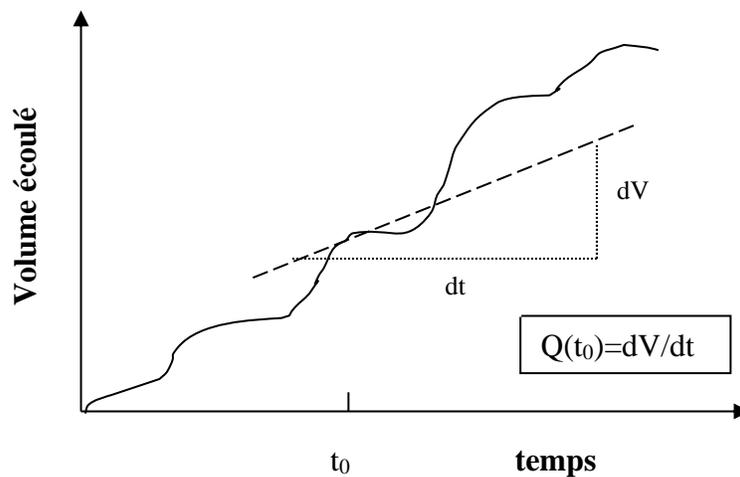


Fig.20 Courbe des débits cumulés

3. Courbes monotones, courbes des débits classés et courbes des fréquences relatives

Ce type de représentation constitue une façon plus ou moins simple d'ordonner une série d'observations en rangeant celle-ci par ordre de grandeur croissante ou décroissante. Ce mode de classement est dit "monotone". La représentation graphique de cette série classée donne une "courbe des débits classés". Cette dernière (Fig. 21), donne en ordonnée la valeur du débit journalier qui a été atteinte ou dépassée pendant un nombre "n" de jours (ou le pourcentage de temps total d'observation) correspondant à l'abscisse n. On peut également classer les débits journaliers afférents à une période d'un mois, d'un an ou d'une longue série d'année.

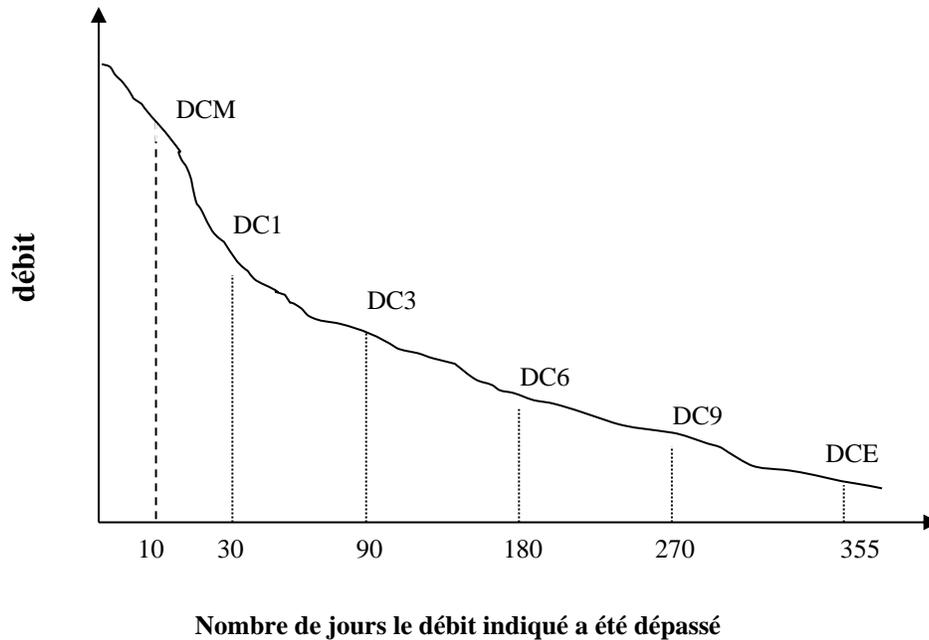


Fig.21.Courbe des débits classés

3.1.Débits caractéristiques

L'emploi très généralisé des courbes annuelles des débits classés a conduit à fixer une terminologie que l'ingénieur se doit connaître pour désigner les points essentiels de cette courbe qui définissent les "débits caractéristiques" du cours d'eau en question. De ce fait, on appelle:

- débit caractéristique maximum (DCM) le débit dépassé 10 jours par année,
- débit moyen caractéristique ou de 6 mois (DC6) le débit dépassé 6 mois par an; parfois appelé débit semi-permanent ou de fréquence 0,50.
- débit caractéristique de 1, 3, ou 9 mois (DC1, DC3 ou DC9) les débits dépassés, respectivement, 1, 3, ou 9 mois par an.
- débit caractéristique d'étiage (DCE) le débit dépassé 355 jours par an.

3.2. Courbe de distribution des fréquences

Du point de vue statistique, il est préférable de présenter les diverses observations sous forme de courbes de distribution des fréquences. Les données étant classées, on établit ensuite l'histogramme et la courbe des fréquences cumulées de chaque série d'observations (Fig.22).

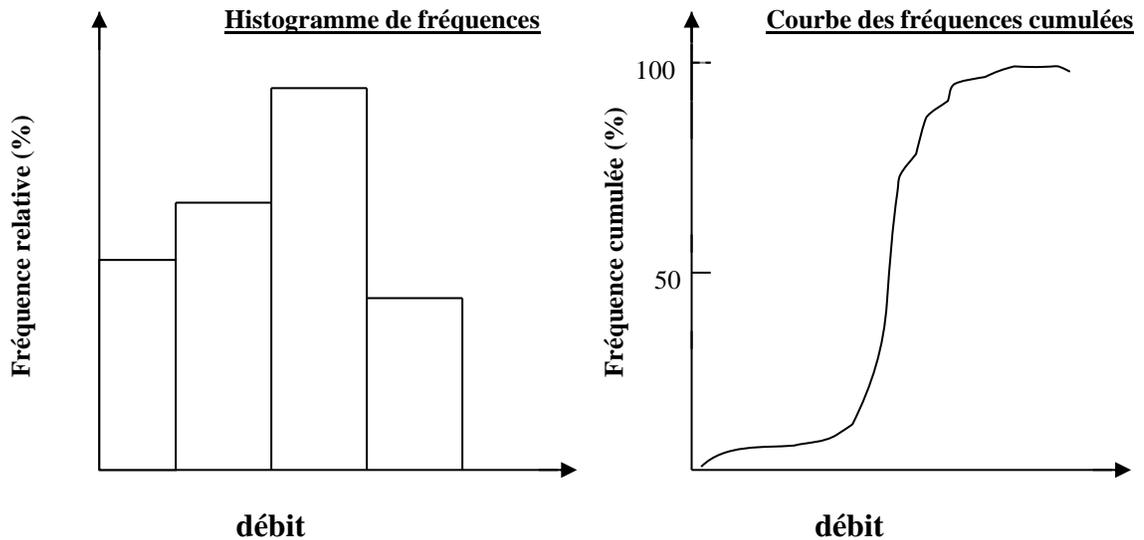


Fig. 22. Distributions des fréquences des débits

4. Débits absolus, débit spécifiques, lame d'eau écoulee et débits relatifs

4.1. débits absolus (Q)

Les débits à une station sont le plus souvent exprimés en valeurs absolues (m^3/s , l/s , etc...). Ces débits absolus sont ceux que l'ingénieur utilise pour le dimensionnement des divers ouvrages hydrauliques.

4.2. débits spécifiques (q)

Défini comme étant le rapport du débit à la superficie du bassin versant, le débit spécifique constitue un moyen de comparaison entre des bassins ayant des régimes hydrologiques différents. Il est le plus souvent exprimé en l/s/ha ou en l/s/km^2 ; soit $q = Q/A$.

4.3. hauteur de la lame d'eau écoulée (Le)

Dans les études relatives au calcul du bilan hydrologique d'un bassin au cours d'une période donnée, le débit spécifique est souvent exprimé en terme "de hauteur d'eau écoulée" ou "lame d'eau écoulée ou encore indice d'écoulement". Dans un système d'unités consistant, la lame d'eau écoulée s'obtient en multipliant la valeur du débit spécifique par le temps définissant la période considérée; soit:

$$Le = q.t$$

L'expression du débit spécifique au moyen de la lame d'eau écoulée facilite la comparaison de ce dernier avec la hauteur moyenne des pluies correspondantes.

4.4. débits relatifs mensuels

Pour mieux visualiser la variation du débit d'un cours d'eau de mois en mois - et en quelque sorte le régime hydrologique - on calcule souvent les "coefficients mensuels des débits ou CMD" définis par les rapports du débit moyen mensuel au débit annuel; soit:

$$CMD_i = Q_{mi} / Q_a$$

où i dénote le mois en question. Les CMD inférieurs à l'unité (Fig. 23) correspondent aux mois de basses eaux (cours d'eau déficitaire) et, inversement, les CMD supérieurs à l'unité traduisent des périodes où l'écoulement est abondant (mois où le cours d'eau est excédentaire). Pour une année donnée, la représentation graphique des CMD en ordonnées en fonction des mois en abscisses permettent de différencier les périodes des hautes eaux de celle des basses eaux.

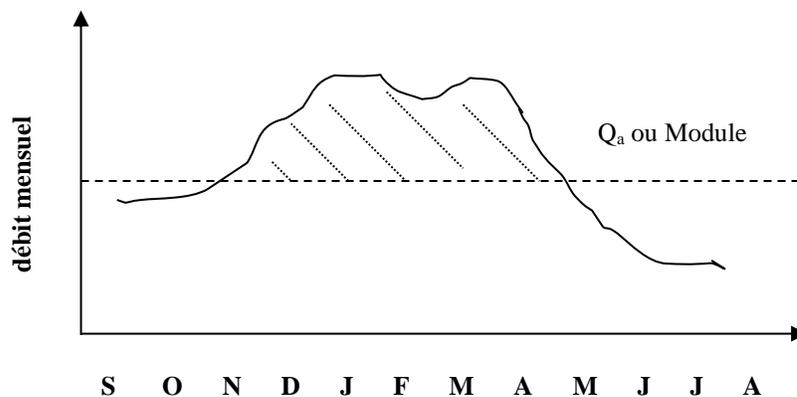


Fig.23. Variations mensuelles du débit

INTRODUCTION

L'application de l'hydrologie dans le domaine de l'engineering consiste en premier lieu à étudier trois principales caractéristiques de l'écoulement de surface:

- les volumes d'eau mensuels et annuels qui peuvent être stockés et, par la suite utilisés,
- les débits d'étiage qui limitent l'utilisation des eaux des rivières,
- les crues.

Dans le cas des crues, une analyse détaillée des hydrogrammes est nécessaire pour la prédétermination du débit maximum de la crue à prendre en compte pour l'établissement d'un projet d'ouvrage hydraulique. Dans ce domaine complexe, l'art de l'ingénieur, l'expérience de l'hydrologue, le jugement et le flair de l'économiste joueront toujours un grand rôle.

Par définition, la crue annuelle correspond au plus fort débit observé dans l'année. Les crues peuvent être groupées en trois catégories: les crues d'averses (plus importantes), les crues de fonte de neige et les crues d'embâcle et de débâcle de glace.

A. CARACTERISTIQUES DE L'HYDROGRAMME DE CRUE

L'eau contribuant à l'écoulement dans la rivière, peut atteindre le chenal selon plusieurs voies à partir du point où la goutte d'eau est tombée sous forme de précipitation. Une partie de l'eau s'écoule directement à la surface du sol pour atteindre le chenal immédiatement après la chute de la pluie. Une autre partie s'infiltré pour rejoindre le cours d'eau un peu en retard et participer à l'écoulement durant les périodes d'étiage. Il est donc nécessaire de faire la distinction entre les différentes composantes de l'écoulement avant de passer à toute analyse ultérieure quant à l'étude de la relation 'pluie-débits'.

1. Les diverses composantes de l'écoulement

Les eaux provenant des précipitations et de la fonte des neiges atteignent le lit du cours d'eau par quatre voies: le ruissellement ou écoulement de surface, l'écoulement hypodermique (appelé également inféoflux ou écoulement retardé), l'écoulement souterrain et les précipitations tombant directement sur les surfaces d'eau libre (Fig. 1).

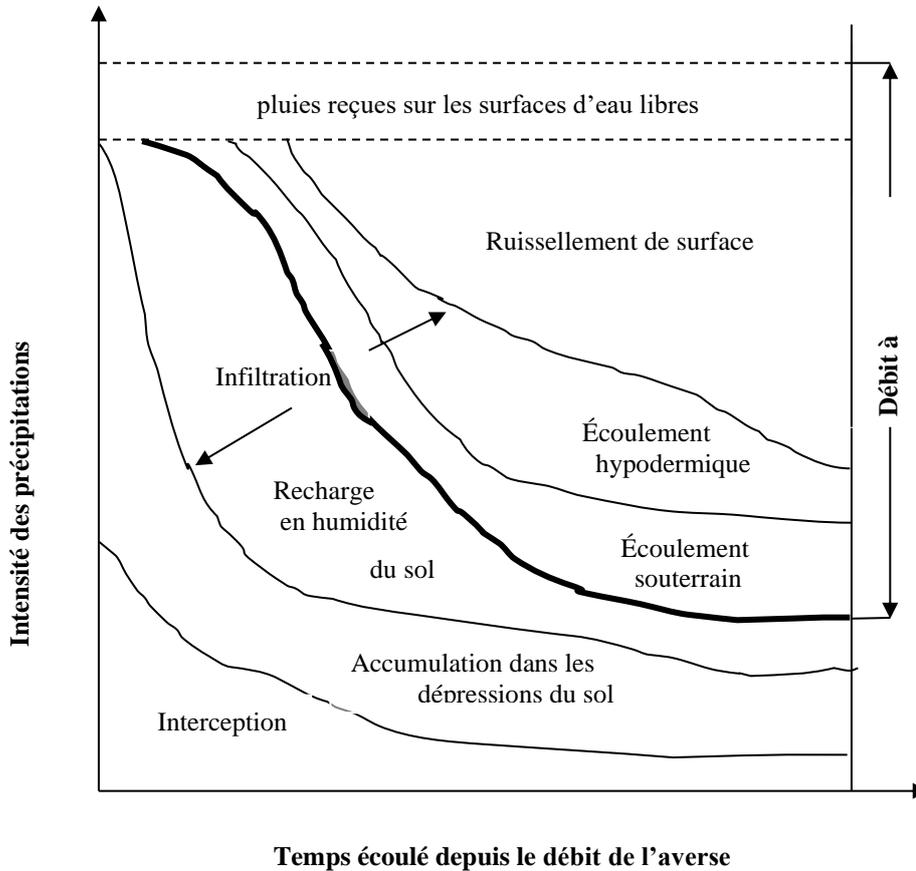


Fig. 1. Diagramme schématisé de la répartition des eaux météoriques
Au cours d'une averse d'intensité constante

2. Analyse des modes d'écoulement dans le cas simple d'une averse uniforme

a- le ruissellement

On entend par ruissellement, l'écoulement par gravité à la surface du sol, suivant la pente du terrain et dans le micro réseau hydrographique, des eaux météoriques qui ont échappé à l'infiltration, à l'évaporation et au stockage superficielle. Il peut s'écouler un long délai entre l'instant où les premières gouttes d'une averse tombent en un point donné du bassin versant et celui où corrélativement on observe une augmentation de débit à l'exutoire de celui-ci. L'importance du ruissellement dans le débit total dépend de la nature topographique, lithologique et l'état initial d'humidité du sol (capacité de rétention et d'infiltration) et de l'importance des précipitations. Le ruissellement de surface est le facteur principal du débit des pointes des crues.

b- l'écoulement hypodermique

On désigne sous ce terme, l'écoulement de la partie des précipitations infiltrées qui chemine d'abord quasi- horizontalement dans les couches supérieures du terrain pour réapparaître bientôt à l'air libre à la rencontre de la surface du sol à un niveau inférieur à celui de son point d'infiltration. Il représente la différence entre les infiltrations totales et la fraction de celles ci absorbées pour augmenter l'humidité du sol et la réserve des nappes souterraines. La fraction du débit total qui emprunte la voie hypodermique dépend essentiellement de la structure du sol.

c- l'écoulement souterrain

Lorsque la zone d'aération du sol contient une humidité suffisante pour permettre la percolation profonde de l'eau, une fraction des pluies atteint la nappe phréatique ou d'autres nappes plus profondes. L'importance de cet apport dépend de la structure et de la géologie du sol et du sous-sol ainsi que l'intensité de pluies. Sauf dans certaines zones karstiques, la durée du trajet de l'écoulement souterrain vers l'exutoire est beaucoup plus longue que celles des autres composantes du débit en raison de la faiblesse des vitesses de filtration dans les terrains. De ce fait la contribution des eaux souterraines au débit total est toujours graduelle et n'intervient que par une très faible fraction dans les débits de pointes des crues ; par contre elles fournissent la totalité des débits des cours d'eau durant l'intervalle de temps séparant deux épisodes pluvieux.

d- les précipitations tombant directement sur les nappes d'eau libres :

Cette dernière composante de l'écoulement apporte sa pleine contribution au débit du cours d'eau dès le début de l'averse et elle est parfois prise en compte dans le calcul de la capacité à donner aux évacuateurs des crues des grands réservoirs. En général son importance est faible ce qui ramène à l'intégrer le plus souvent dans le ruissellement de surface.

N.B: La distinction entre ces différentes composantes de l'écoulement est arbitraire. Par conséquent, il est conventionnellement admis de ne diviser pratiquement le débit total qu'en deux parties : le ruissellement direct et le débit de base. La distinction est faite en fonction du

temps d'arrivée de l'eau dans le chenal et non pas en fonction de la voie suivie par celle-ci. Le ruissellement direct comprend présumablement le ruissellement de surface et une fraction substantielle de l'écoulement hypodermique. Le débit de base, par contre, est d'origine largement souterraine.

3. Forme de l'hydrogramme de crue

La figure 2 montre un type d'hydrogramme simple enregistré à une station de jaugeage après une averse tombée sur son bassin versant.

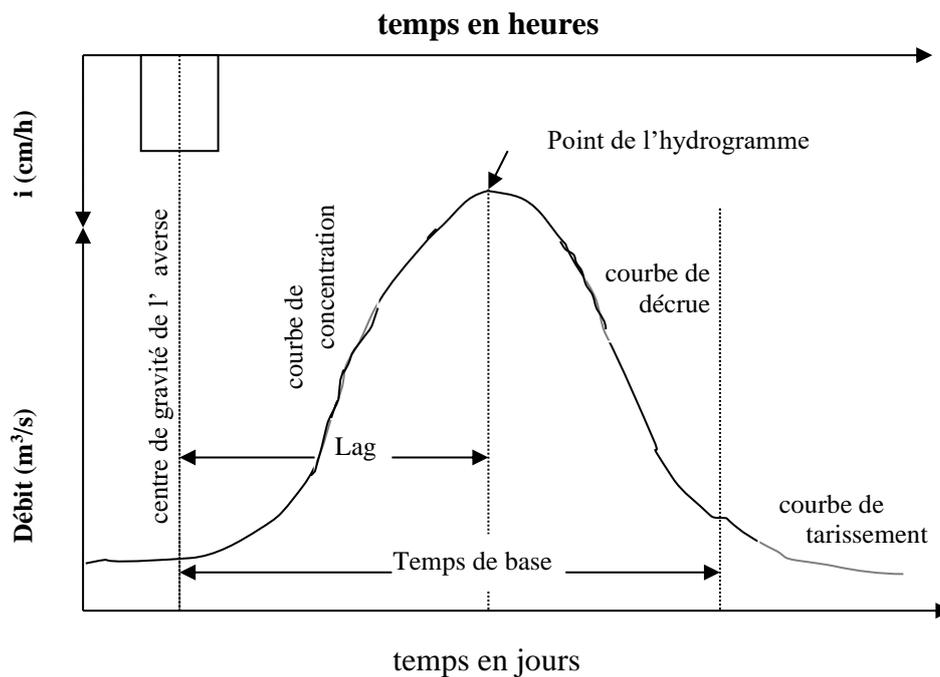


Fig. 2. Schéma simplifié d'un hydrogramme afférent à une averse d'intensité uniforme et constante

La forme générale de cet hydrogramme permet de le diviser comme suit :

- la partie correspondant à la montée des eaux ou **courbe de concentration**,
- la zone entourant le débit maximum observé ou **pointe de l'hydrogramme**,
- la zone afférente à la diminution progressive du débit ou **courbe de décrue**,
- la partie de l'hydrogramme qui matérialise la diminution du débit au bout d'un temps assez long pour que tout ruissellement ait cessé; le cours d'eau étant alimenté par les nappes souterraines, ou **courbe de tarissement**.

NB : Les autres éléments caractérisant l'hydrogramme seront définis ultérieurement dans les notions de l'hydrogramme unitaire.

4. Courbe de décrue de l'hydrogramme globale

Chaque composante du débit de l'hydrogramme arrivant à l'exutoire par un chemin différent, les courbes de décrue du ruissellement superficiel, de l'écoulement hypodermique et souterrain auront chacune leurs caractéristiques propres. La courbe de décrue de l'hydrogramme global sera la synthèse de ces diverses décrues élémentaires. La forme de la décrue est indépendante des caractéristiques de l'averse. Elle peut varier d'une averse à l'autre. Cependant la courbe de décrue pour un bassin donné est un atout pratiquement important en hydrologie. Plusieurs fonctions ont été utilisées pour décrire les décrues. La fonction généralement adoptée est :

$$Q_1 = K_r \cdot Q_0$$

dans laquelle :

Q_0 = débit à un instant donné t_0 choisi arbitrairement,

Q_1 = débit à un instant (t) plus tard

K_r = constante de tarissement ($K_r < 1$).

Sous une forme beaucoup plus générale, les courbes de décrue peuvent être représentées par une fonction exponentielle dont la formule de tarissement ou de Maillet:

$$Q_t = Q_0 \cdot K_r^t = Q_0 \cdot e^{-\lambda \cdot t}$$

où Q_t est le débit à l'instant t ($t > t_0$) et λ est le coefficient de décrue ($\lambda = -\ln K_r$). Fréquemment, l'unité de temps est prise à 24 heures; soit un jour.

Une transformation logarithmique de l'équation ci-dessus permet d'écrire :

$$\log(Q_t) = \log(Q_0) - \lambda \cdot t \cdot \log(e)$$

où e est la base des logarithmes népériens égale à **2.718**.

En coordonnées semi-logarithmiques; la quantité $\alpha \cdot \log(e)$ étant constante; les courbes de décrues sont représentées par des droites (Fig. 3). Il est donc facile de déterminer graphiquement la valeur de α , la pente de la droite, afférent à la décrue de chaque composante de l'écoulement. La valeur de Q_0 est estimée sur l'axe des débits par l'intersection, à l'instant $t = 1$, de la droite.

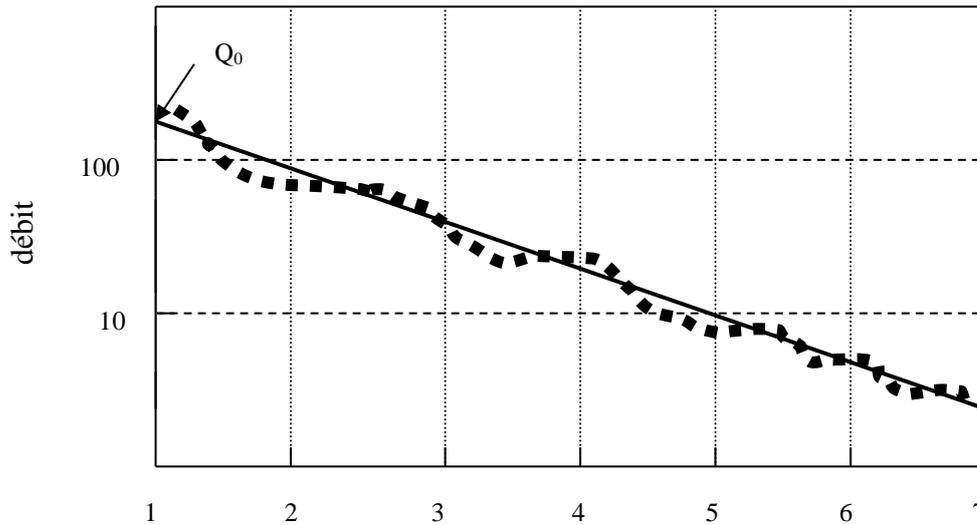


Fig. 3. Représentation graphique de la courbe de Maillet

5. Courbe de tarissement et capacité de rétention du bassin :

5.1. Prédiction des débits d'étiage

Si on intègre l'équation de Maillet tout en se rappelant que la volume d'eau écoulé durant le temps dt est $Q \cdot dt$ et que ce volume est égal à la diminution (vidange) du stock d'eau emmagasinée ($- dS_t$) durant le même intervalle de temps, on aura successivement:

$$\int Q_t \cdot dt = - \int dS_t$$

$$\int_0^{\infty} Q_0 \cdot e^{-\alpha t} \cdot dt = - \int_0^{S_t} dS_t$$

$$S_t = Q_t / \alpha$$

où S_t représente la quantité d'eau emmagasinée dans le bassin à l'instant (t).

NB: Le résultat ne peut être qu'approximatif et peut être considéré comme une estimation par défaut, compte non tenu des pertes par évaporation, de la capacité de rétention du bassin. Si l'eau provient de différents types de stockage, la courbe de décrue du cours d'eau présentera, le plus souvent, des pentes graduellement décroissantes (valeurs de K_r décroissantes). Pour cette raison, Barnes (1940) recommande que la décrue peut être matérialisée par trois lignes droites sur le papier semi-logarithmique. La transition d'une ligne droite à l'autre est tellement graduelle qu'il est difficile de choisir le point de changement de la pente.

6. Méthodes de séparation des composantes de l'hydrogramme

La séparation des différentes composantes de l'hydrogramme de crue (ou analyse de l'hydrogramme) ne peut être qu'approximative et arbitraire puisqu'il n'existe pas de méthode expérimentale simple permettant d'identifier l'origine et le trajet antérieur des débits qu'arrivent à l'exutoire. En pratique on se borne à diviser ces débits en deux parties essentielles:

- le ruissellement ou écoulement direct de surface qui englobe le ruissellement superficiel, l'écoulement hypodermique et les précipitations reçues par les surfaces d'eau libres du bassin versant,
- l'écoulement souterrain.

Pour l'application du concept de l'hydrogramme unitaire, la méthode de séparation des composantes doit être choisie de telle sorte que le temps de base du ruissellement direct reste plus ou moins constant d'une averse à l'autre. Ceci est souvent obtenu en déterminant le ruissellement direct à un temps fixé après la pointe de l'hydrogramme de crue. Comme règle purement pratique, ce temps; dénoté N et exprimé en jours ; peut-être approximé par la relation empirique :

$$N = b.A^{0.2}$$

dans laquelle A est la surface du bassin versant et b est un coefficient régional pouvant prendre la valeur de 0.8 lorsque A est exprimé en Km^2 . En effet, le temps N peut défini comme étant le temps auquel le ruissellement superficiel cesse et l'écoulement dans le cours d'eau redevient souterrain.

Dans la pratique, la décomposition d'un hydrogramme de crue peut être accomplie par plusieurs techniques dont les plus connues sont décrites dans ce qui suit.

6.1. la méthode AC, ABC ou ADC

L'application de cette méthode purement arbitraire admet que le temps N défini plus haut est connu. Ce temps correspondra à un débit représenté par le point C sur l'hydrogramme de crue (Fig. 4). Selon la tendance de la partie de l'hydrogramme avant le début de la montée des eaux matérialisée par le point A, une ligne joignant les points A et C est ensuite tracée. Cette ligne peut être une droite (méthode AC) ou brisée (méthodes ABC et ADC). Les points B et D représentent l'intersection du prolongement de la partie de l'hydrogramme avant la montée des eaux avec l'axe vertical définissant le temps de pointe de l'hydrogramme observé. On admet, enfin, que la ligne ainsi tracée correspond à l'hydrogramme de l'écoulement souterrain.

On doit enfin noter que cette méthode de séparation ne permet pas une distinction entre les écoulements direct et hypodermique.

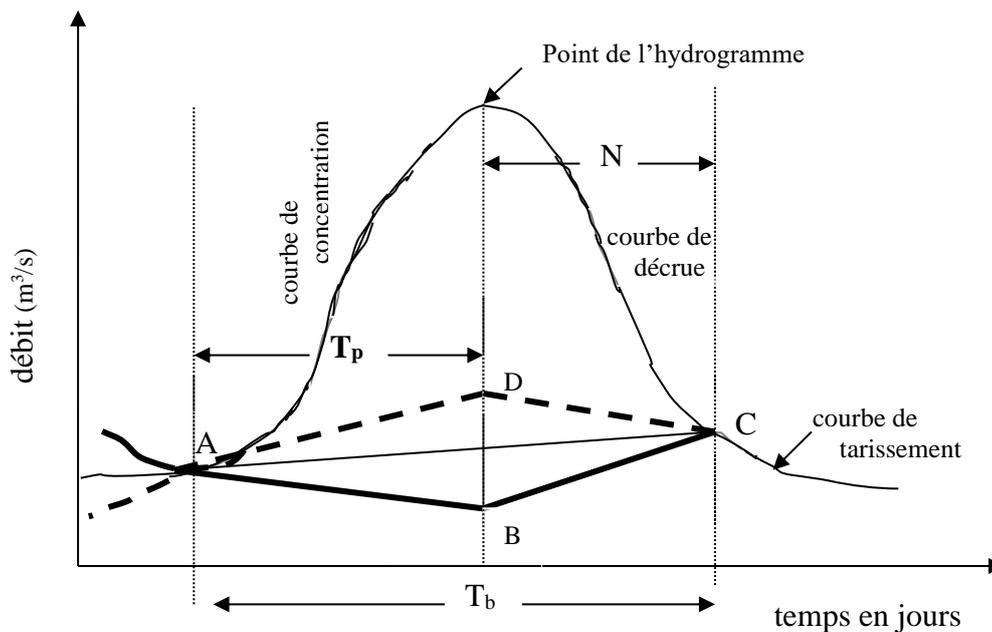


Fig. 4. Séparation d'un hydrogramme par la méthode AC, ABC et ADC.

6.2. la méthode Barnes

Barnes a montré que la courbe de décrue peut être définie par une relation du type:

$$Q_t = Q_0 \cdot K_r^t$$

dans laquelle:

Q_t = débit à l'instant t ,

Q_0 = débit initial mesuré à un temps t_0 ,

t = temps, exprimé en jours, entre Q_t et Q_0

K_r = constante appelée coefficient de décrue.

Une transformation logarithmique entraîne:

$$\log(Q_t) = \log(Q_0) + \log(K_r) \cdot t$$

Le coefficient K_r étant supposé constant pour un régime d'écoulement donné, on obtient une équation d'une droite sur un papier semi-logarithmique avec le débit (Q) en ordonnées logarithmiques et le temps (t) en abscisses arithmétiques. Les valeurs de K_r peuvent être estimées en utilisant les parties linéaires de l'hydrogramme.

Si on simplifie davantage la relation ci-dessus en posant $t = 1$ jour, alors on aura:

$$Q_t = Q_0 \cdot K_r$$

et par conséquent:

$$K_r = Q_t / Q_0$$

Sachant que l'hydrogramme peut être décomposé en trois écoulements distincts: le ruissellement direct, l'inferoflux (ou ruissellement hypodermique ou retardé) et le flot de base, la valeur de K_r peut être estimée par:

$$K_r = Q_t / Q_0 = (K_{rd} \cdot K_{rh} \cdot K_{fb})$$

Les constantes de décrue peuvent être évaluées en analysant la courbe de décrue en commençant à partir d'un temps aussi loin que possible du temps de pointe T_p pour s'assurer que l'écoulement est uniquement souterrain (voir application).

NB: certains hydrogrammes n'ont pas forcément les 3 composantes de l'écoulement. La valeur de la constante de décrue (K_r) permet d'avoir une idée sur le nombre d'écoulements présents (cf tableau ci-dessous)

composante de l'écoulement	Valeurs typiques de K_r	caractéristiques
Ruissellement direct	0.05 - 0.20	décrue à forte pente
Écoulement hypodermique	0.50 - 0.80	-
Flot de base	0.85 - 0.98	flot de base peut disparaître durant la période sèche

6.3. méthode utilisant la courbe type de tarissement

Si on dispose d'un enregistrement continu sur une période assez longue, sur quelques années par exemple, du débit d'un cours d'eau, on peut reporter les valeurs du débit en fonction du temps sur un papier à échelle arithmétique (Fig. 5)

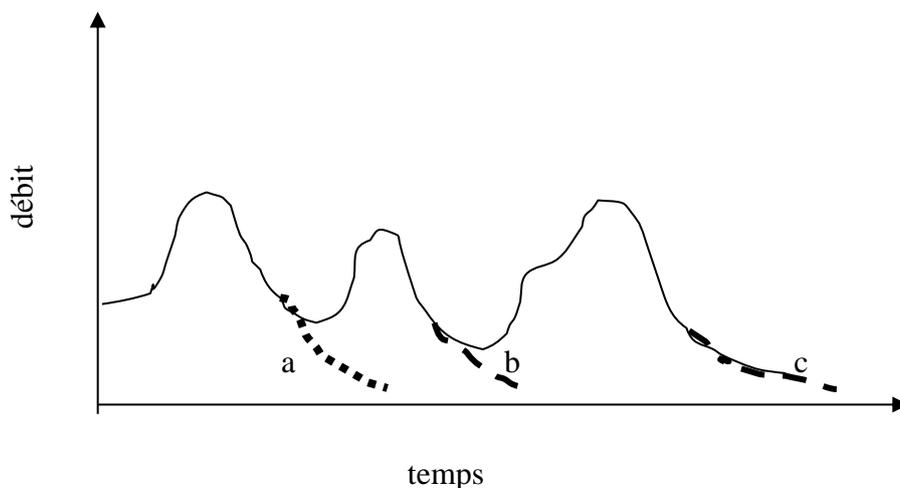


Fig. 5 Schéma d'un hydrogramme

Si on reporte uniquement les parties des hydrogrammes de crues correspondant à la décrue (parties en pointillées sur la Fig. 5) sur une échelle semi-logarithmique, avec le débit en ordonnées logarithmiques, on obtiendra une série de courbes de décrues (Fig. 6).

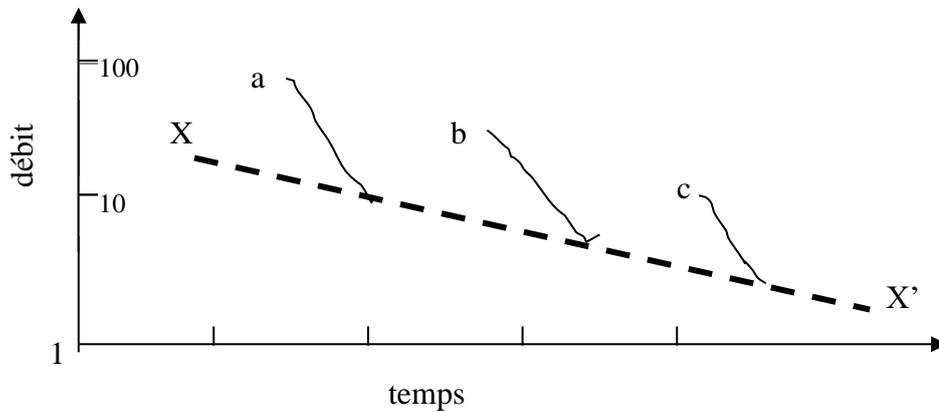


Fig. 6. Hydrogrammes des décrues

En commençant par les plus faibles débits de décrue, une tangente XX' aux tronçons inférieurs des courbes obtenues (courbes de tarissement vraies) est tracée (Fig. 6). La courbe ainsi établie (courbe en pointillés sur la Fig. 6) est ensuite reconvertie à une échelle arithmétique pour avoir ce qu'on appelle une *courbe type de tarissement* pour le cours d'eau en question (Fig. 7).

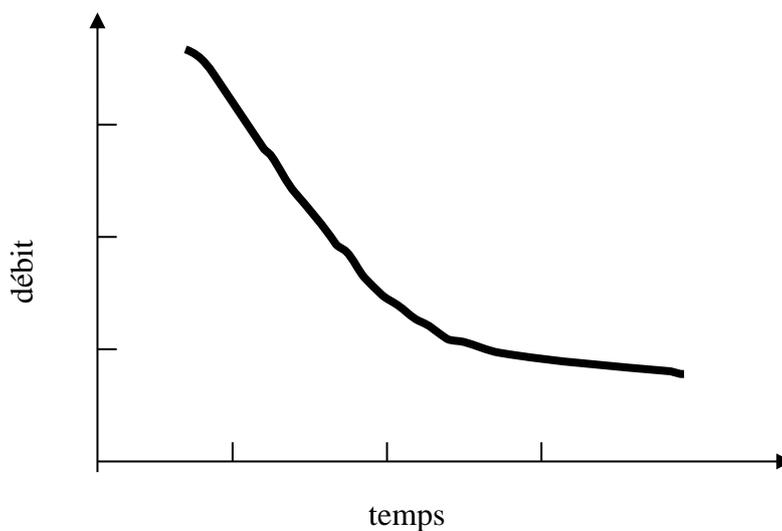


Fig. 7. Courbe type de tarissement

Cette courbe, au même titre qu'une courbe de tarage, est une courbe standard pour la station de jaugeage considérée. Une fois établie, cette courbe peut être utilisée pour séparer le flot de base d'un hydrogramme de crue afférent à une averse de caractéristiques données.

En effet, la superposition des parties terminales de la courbe type de tarissement et de la courbe de décrue de l'hydrogramme observé permet de déterminer le point C matérialisant la fin du ruissellement direct (Fig. 8) et marqué par le point de divergence entre les deux courbes. Pendant la crue, le débit de base est matérialisé par le segment de droite joignant le point A, définissant le début de la montée des eaux, et le point C marquant le temps où tout ruissellement direct a cessé.

NB: Cette procédure, laborieuse à mettre en œuvre, est probablement le meilleur moyen pour séparer les composantes essentielles de l'hydrogramme de crue; le ruissellement direct et le flot de base; mais elle dépend d'une série d'observations antérieurement obtenues qui sont pas toujours disponibles.

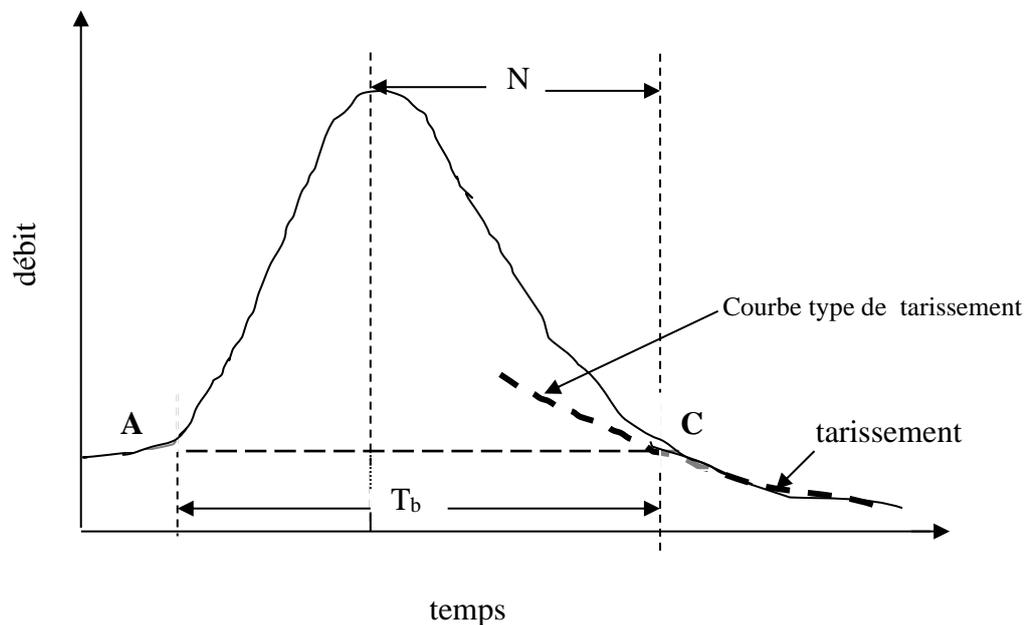


Fig. 8. Superposition des courbes de tarissement

6.4. méthode du rapport critique

Une autre alternative est d'établir le point de courbure maximale de la courbe de décrue de l'hydrogramme observé. Ceci peut être aisément réalisé en calculant le rapport entre le débit Q_t à un instant (t) et le débit $Q_{t+\Delta t}$ à un instant Δt plus tard; Δt étant choisi constant. Si on reporte sur un graphique à échelle arithmétique le rapport $Q_t/Q_{t+\Delta t}$ en ordonnées et le temps en abscisses, on obtiendra visiblement deux droites de pentes distinctes. La droite supérieure est associée au ruissellement direct, l'autre correspond au tarissement des eaux souterraines. A l'intersection de ces deux droites se situe ce qu'on appelle le "**rapport critique R_c** " (Fig. 9). Le premier point au delà de la région d'intersection (au delà du point critique) du côté tarissement, donne une position conservative du point C et par conséquent la fin du ruissellement direct.

NB: La position du point C est très importante dans la synthèse des hydrogrammes car elle définit en partie le temps de base de l'hydrogramme de crue. A titre indicatif, la position du point C, et par conséquent le temps N , exprimé en jours, défini par le temps compris entre la pointe de l'hydrogramme et ce point, peut être établi empiriquement à partir des données du tableau ci-dessous, obtenues à suite à des observations sur plusieurs bassins versants naturels.

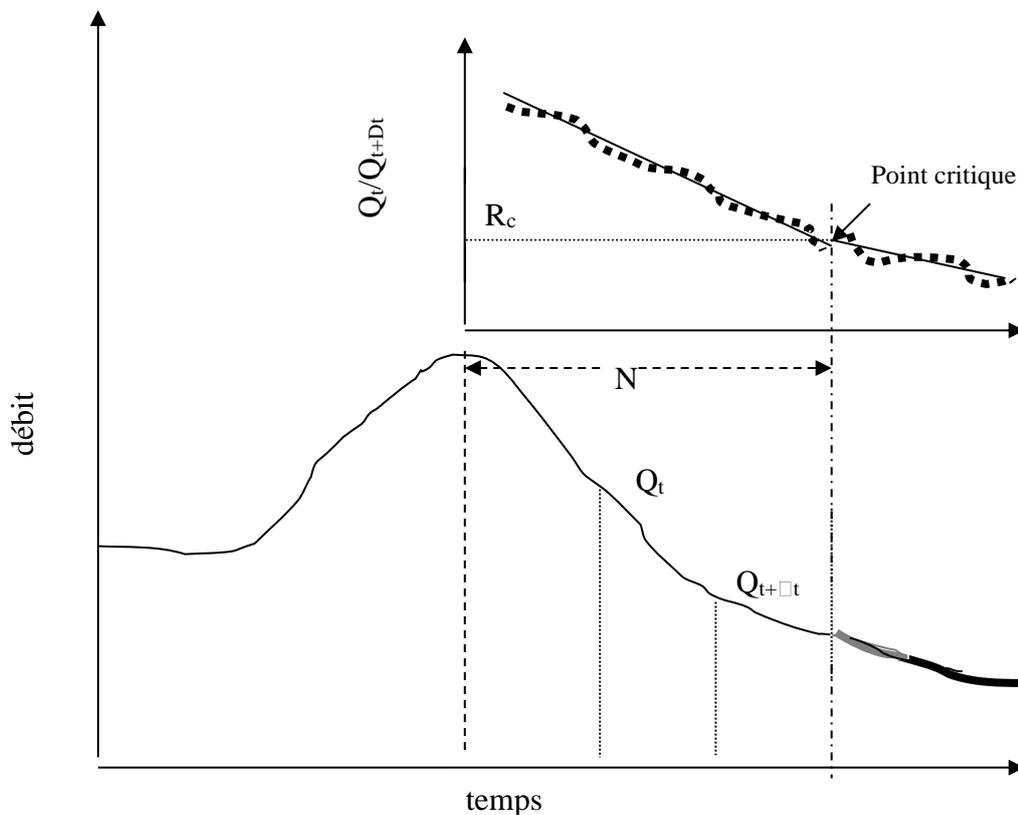


Fig. 9. Détermination du point C par la méthode du rapport critique

Variation de N avec la superficie du bassin versant

Superficie du BV (km ²)	250	1250	5000	12500	25000
Temps de décrue (N : jours)	2	3	4	5	6

PREDETERMINATION DES CRUES A PARTIR D'UNE AVERSE

Notion de l'hydrogramme unitaire

A. Prédétermination du débit maximum de crue

Il existe plusieurs méthodes pour estimer le débit maximum probable (DMP) à l'exutoire d'un bassin versant donné. Malheureusement aucune de ces méthodes n'est pratiquement satisfaisante car elles sont basées sur des informations d'ordre général, donc subjectives, que l'on possède. On peut toutefois citer les techniques suivantes.

1. méthodes basées sur les débits des grandes crues historiques

Ces méthodes se basent essentiellement sur:

- la connaissance des niveaux d'eau atteints par les grandes crues du passé (sur des siècles par exemple) dans les pays de vieilles civilisations.

- le tracé des hauteurs d'eau atteintes lors des crues catastrophiques sur des vieilles batisses ou des ouvrages d'art anciens. Une fois décidé sur la valeur du débit maximum à craindre, on multipliera ce chiffre par un coefficient de sécurité dont l'estimation demeure toujours subjective. Ce coefficient varie avec les régions et la durée d'observations.

2. méthodes empiriques

L'absence d'observations hydrométriques de longue durée sur les petits cours d'eau a conduit à établir de nombreuses formules empiriques pour calculer le DMP de crue à partir des

caractéristiques morphométriques, morphologiques et climatiques du bassin versant considéré (superficie, pluviométrie, fréquence des crues etc...).

2.1. Formule de Meyer (USA)

Selon Meyer, le débit maximum (Q_p) se corrèle avec la superficie du bassin (A) suivant un modèle géométrique, soit :

$$Q_p = C.A^\alpha$$

où C est une contante dite "côte Meyer" du bassin et α est un coefficient dont la valeur est de l'ordre de 0.5 mais peut varier entre 0.4 et 0.8. En pratique, les paramètres géographiques C et α peuvent être déterminés graphiquement ou par la méthode des moindres carrés si l'on dispose d'une série suffisante d'observations simultanées de Q et de A pour la région en question.

2.2. Formules utilisées par le Service Hydrologique Italien

Le Service Hydrologique Italien utilise des relations hyperboliques pour l'interprétation des débits maxima de crue. Si 'q' dénote le débit spécifique de la crue maximale ($q = Q/A$, exprimé en $m^3/s/km^2$), on aura les formules de:

- Scimeni : $q = [600/(A + 10)] + 1$ si $A < 1000 km^2$,
- Pagliaro : $q = 2900/(90 + A)$ si $20 < A < 1000 km^2$,

Pour les bassins montagneux ayant des superficies (A) inférieures à $1000 km^2$ on a:

- Forti I : $q = 3,25.[500 / (A + 125)] + 0.5$ si $P_{jmax} = 400 mm$,
- Forti II : $q = 2,35.[500 / (A + 125)] + 0.5$ si $P_{jmax} = 200 mm$.

où P_{jmax} correspond à la hauteur maximale de pluie tombée en 24 heures. Parallèlement, Turazza a proposé la relation:

$$q = C.H/(3,6.T_c)$$

où C représente le coefficient de ruissellement du bassin pour la crue considérée; donné par le rapport de la lame d'eau écoulee à celle précipitée, H correspond à la hauteur maximale des

précipitations relevée pendant une durée égale au temps de concentration (T_c) du bassin; exprimé en heures. Ce dernier peut être estimé par la formule de Ventura:

$$T_c = 0,1272(A/I)^{0,5}$$

où I est la pente moyenne du thalweg principal.

2.3. Formule de Füller

Les formules ci-dessus ne précisent pas la fréquence (T) du DMP. En termes purement statistiques, il est évident que la crue maximale observée au cours d'une durée de deux années (crue biennale) serait sensiblement différente (inférieure) de la décennale ou la centennale. Füller; le promoteur des méthodes statistiques de l'analyse fréquentielle; avait introduit dès 1913, la notion fondamentale de la variation du DMP en fonction de la période d'observations (T). La formule initiale de Füller est la suivante :

$$Q = Q(T) = Q_1.(1 + 0,8. \log T)$$

où Q_1 est la moyenne des débits journaliers maxima observés chaque année (crue annuelle) calculée à partir des observations enregistrées à la station hydrométrique. Cette formule est analogue à la forme générale décrivant les fonctions de répartition des fréquences établie par V.T. Chow (voir cours de statistiques):

$$Q(T) = Q_{\text{moy}} + K_T \cdot \square \square$$

où K_T est le facteur de fréquence pouvant prendre la valeur:

$$K_T = 0,8. \log(T)/C_v ,$$

C_v étant le coefficient de variation de la série d'observations de Q .

De plus, on doit noter que les valeurs de Q et de Q_1 représentent les débits moyens journaliers. Pour passer de ces derniers aux débits maxima instantanés (Q_p), on utilise l'équation proposée par Füller:

$$Q_p = Q.[1 + (2,66/A^{0,3})]$$

où A est la superficie du bassin versant en km^2 .

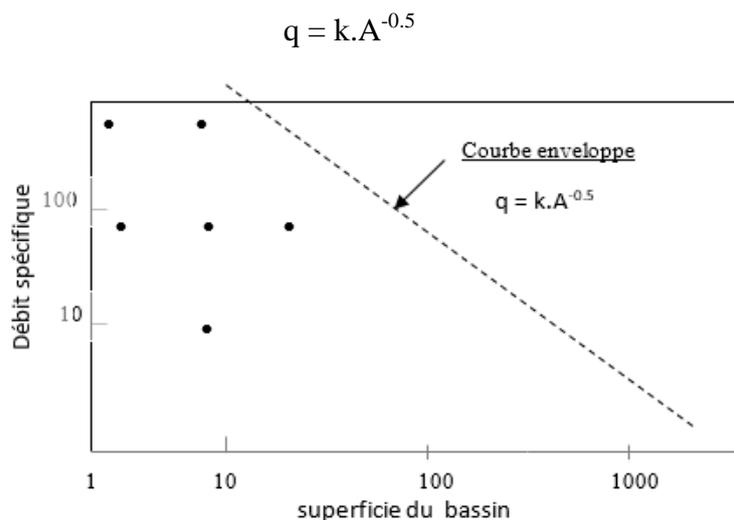
3. Méthode des courbes enveloppes (courbes de Myers-Jarvis)

Cette méthode n'est qu'un procédé graphique pour condenser et utiliser les renseignements disponibles sur les crues survenues dans le passé sur un ensemble de bassins versants autant que possible homogènes. Etant probablement l'une des méthodes les plus utilisées, cette technique a le mérite de concrétiser la dispersion naturelle et l'ordre de grandeur des résultats. Cette méthode consiste à porter sur un graphique bilogarithmique les débits spécifiques ($q = Q/A$) des plus fortes crues observées dans une région hydrologiquement homogène en fonction de l'aire des bassins versants. Le nuage de points ainsi obtenu (voir figure ci-dessous) ne peut dépasser une certaine zone du plan que l'on peut limiter supérieurement par une courbe dite "*courbe enveloppe*". Cette dernière est souvent une droite en coordonnées logarithmiques.

Myers et Jarvis propose une courbe de pente - 0,5. Cette courbe a pour objet de donner une estimation des débits de pointe qui pourraient avoir lieu n'importe où dans la région considérée. Des courbes de ce genre constituent des abaques où on peut trouver une première estimation de la valeur maximale probable de la crue dans le cas des cours d'eau sans aucune information hydrométrique.

On doit enfin signaler que cette méthode repose sur deux hypothèses; fort malheureusement mal supportées par l'expérience, à savoir:

- les débits de pointe varient avec la racine carrée de la superficie,
- les caractéristiques causant les crues dans tous les cours d'eau de la région considérée suivent la même loi exprimée par la formule ci-dessus.



4. Méthode de l'hydrogramme unitaire (Sherman, 1932)

4.1. Rappel de quelques définitions fondamentales

- **Un hydrogramme** est un diagramme représentant les débits de ruissellement à l'exutoire d'un bassin versant en fonction du temps écoulé à partir du début de l'averse.

- **Le temps de concentration** (T_c): est le temps mis par la première goutte de pluie; tombée sur le point le plus distant du bassin; pour atteindre l'exutoire. L'expérience a montré que les crues les plus critiques sont celles qui résultent des averses dont la durée est au moins égale à T_c .

- **Le temps de base** (T_b) d'un hydrogramme est l'intervalle de temps compris entre le début et la fin du ruissellement superficiel provoqué par l'averse correspondante. Le temps de

base peut être pris comme étant la somme du temps de concentration du bassin (T_c) et

la durée de l'averse nette (t_n) supposée uniforme dans le temps et dans l'espace. La durée de l'averse nette est différente de celle de l'averse réelle (t_r).

- **Le temps de réponse** (ou **Lag**) d'un bassin versant est l'intervalle de temps compris entre les instants correspondant respectivement au centre de gravité (ou maximum) du hétérogramme d'une averse et au centre de gravité (ou maximum) de l'hydrogramme correspondant (voir figure suivante).

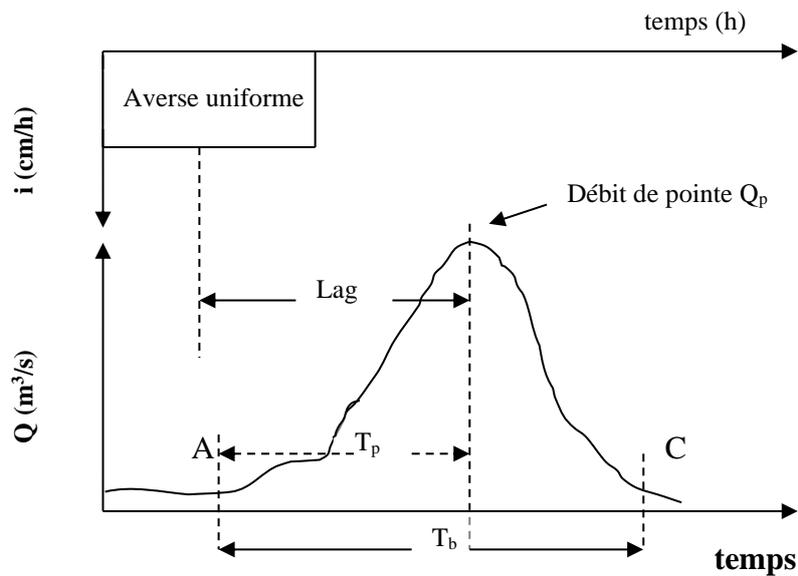


Fig.11. Schéma d'un hydrogramme idéal

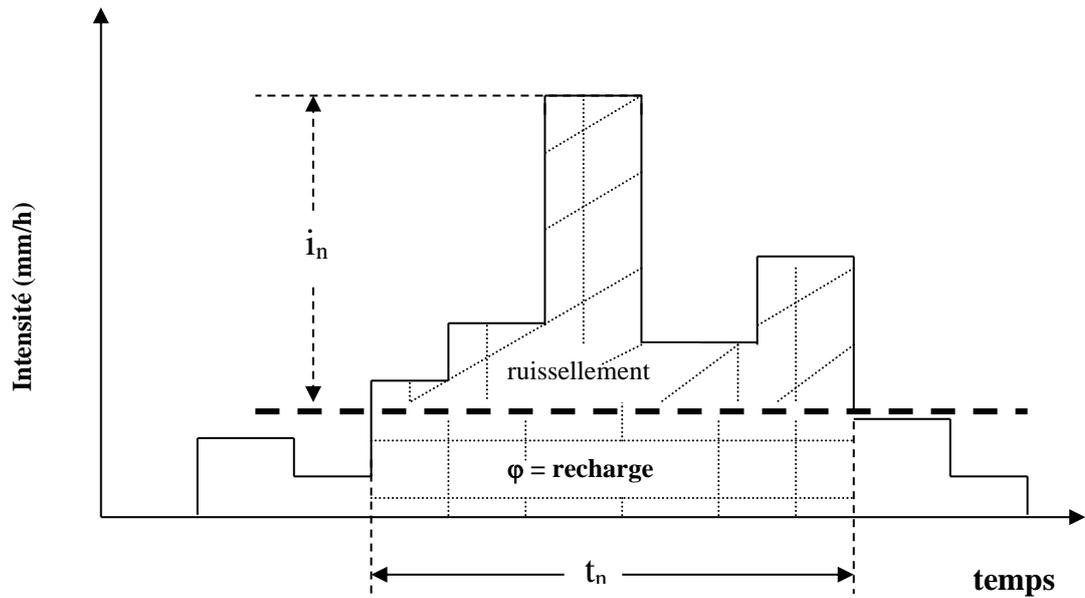
- **La pluie efficace** (ou effective P_e) est la hauteur totale de la lame d'eau reçue par le bassin versant pendant la seule durée de la pluie nette. Elle est donnée par la différence entre la hauteur de la pluie totale (P_t) ou hauteur moyenne de la lame d'eau reçue par le bassin lors d'une certaine averse et l'interception (L), soit:

$$P_e = P_t - L$$

- La pluie nette P_n (ou pluie ruisselé ou excédentaire) est la partie des précipitations qui atteint l'exutoire en empruntant uniquement la voie de ruissellement superficiel direct. Elle peut être exprimée en mm par:

$$P_n = P_t - (L + E + F + S)$$

où L , E , F et S sont respectivement, l'interception, l'évaporation, l'infiltration et le stockage dans les dépressions superficielles. Le schéma suivant illustre certains concepts décrits plus haut.

Fig.12. Définition schématique de P_n et de t_n

4.2. l'hydrogramme unitaire (UHG)

4.2.1. définitions et principes

- On appelle averse unitaire toute averse dont la durée de l'averse nette t_n est suffisamment inférieure au temps de concentration du bassin (T_c).

- L'hydrogramme unitaire d'un bassin est défini comme étant un hydrogramme de ruissellement résultant d'une averse effective de hauteur unitaire (1 cm par exemple) uniformément répartie dans le temps et dans l'espace sur ledit bassin versant pendant la période spécifiée. Pratiquement, pour chaque averse unitaire de durée :

$$t_n \leq T_c / (3 \text{ à } 5)$$

correspondra donc un hydrogramme unitaire bien déterminé. Ceci dit, on peut construire, pour chaque bassin versant, plusieurs hydrogrammes qui serviront de catalogues pour l'étude des crues dans le dit bassin.

Très utilisée aux USA pour l'étude des crues, la méthode de l'hydrogramme unitaire repose sur cinq hypothèses formulées par Sherman parmi lesquelles on peut admettre comme base de travail que:

- sur un bassin donné, tous les hydrogrammes résultant d'averses uniformes de même durée auront le même temps de base T_b ,

- les ordonnées homologues des divers hydrogrammes afférents à des averses de même durée seront proportionnelles aux intensités des averses correspondantes : C'EST LE PRINCIPE DE LINEARITE,

- pour un bassin donné, l'hydrogramme dû à une période donnée de précipitations reflète toutes les caractéristiques physiques combinées du bassin versant : C'EST LE PRINCIPE DE L'INVARIANCE DU TEMPS.

Remarques

◆ Toutes les hypothèses émises par Sherman sont difficiles à réunir dans la nature mais les résultats obtenus sont acceptables dans la pratique.

◆ Cette théorie ne s'applique pas à l'étude des crues engendrées par la fonte de la glace ou de la neige.

4.2.2. développement de l'hydrogramme unitaire d'un bassin

Comme guide général dans l'établissement d'un UHG d'un bassin versant on doit:

- avoir le maximum de données possible sur le bassin,
- sélectionner des averses préliminaires: individuelles et uniformément réparties,
- choisir des bassins dont la superficie varie entre 4 et 5180 km²,
- choisir des averses dont la durée est de 10 à 30 % du Lag,
- analyser un nombre suffisant d'averses de façon à obtenir une moyenne représentative des ordonnées pour une durée sélectionnée de l'UHG (5 événements au moins).

- Anctil F., Rousselle J., Lauzon N. (2005).** Hydrologie. Cheminement de l'Eau. Presses Internationales Polytechniques.
- L. Beloulou.** Cours d'hydrologie, université Badji Mokhtar Annaba
- Foucault A. (2009).** Climat et climatologie. Dunod, 320 pages
- Gaston R.(1980).** Hydrologie de l'ingénieur. Eyrolles - 456 pages
- Hufty A. (2001).** Introduction à la climatologie. Presses Université Laval- 542 pages
- Laborde J.P. (2009).** Eléments d'hydrologie de surface. Ecole polytechnique de l'université de Nice - Sophia Antipolis, 192 pages.
- Musy A., Higy C. (2004).** Hydrologie Une science de la nature. Collection Gérer l'environnement, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.
- Roche P.A., Miquel J., Gaume E. (2012).** Hydrologie quantitative, processus, modèles et aide à la décision. Collection Ingénierie et développement durable. Springer, 590 p.
- Triplet J-P.,et Roche G (1977).** Météorologie générale. Edition de l'Ecole Nationale de la Météorologie, 317 pages.
- Vigneau J-P., Viers G. (1994).** Eléments de climatologie. Ed Nathan, 224 pages.
- V. MERRIEN SOUKATCHOFF. (2003)** Cours d'hydrologie et d'hydrogéologie, 91 pages. Ecole des mines de Nancy