TYPES D'ECOULEMENT

On peut définir les écoulements suivants la variabilité des caractéristiques hydrauliques tels que le tirant d'eau et la vitesse en fonction du temps et de l'espace.

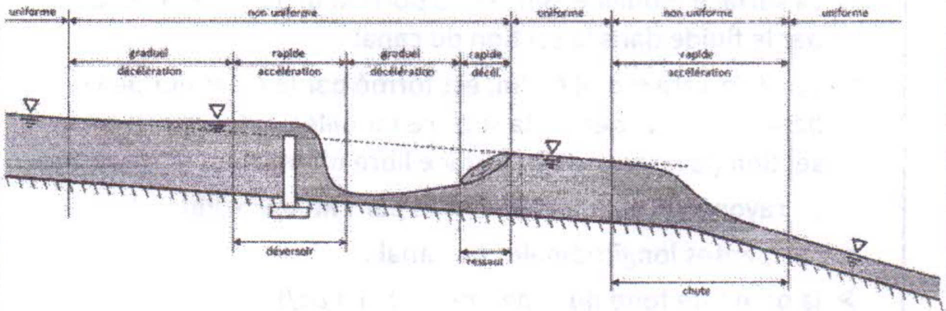
- Variabilité dans le temps

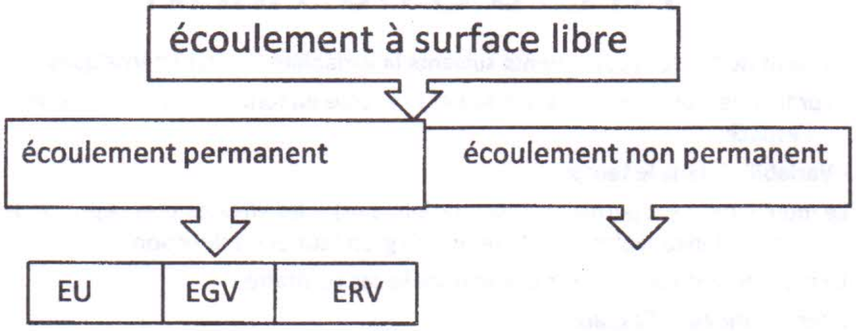
Le mouvement est permanent (ou stationnaire) si les vitesses U et la profondeur h restent invariables dans le temps en grandeur et en direction.

Le mouvement est non permanent dans le cas contraire.

. Variabilité dans l'espace

- écoulement **uniforme** :
  - la profondeur ne varie pas le long du canal
  - vitesses parallèles mais non constantes dans une section donnée
  - même champ de vitesses d'une section à l'autre
- écoulement **graduellement varié** : la profondeur et les vitesses évoluent progressivement d'une section à l'autre,
- écoulement **brusquement varié** : changement de profondeur important et localisé





Le caractéristiques hydrauliques

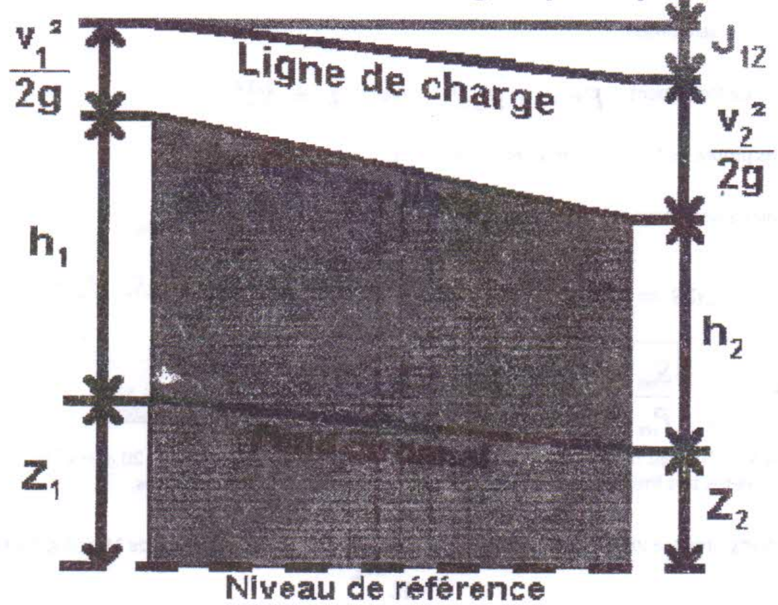
- La section transversale d'un canal est la section plane normale à la direction de l'écoulement.
- La surface mouillée, Sm, est la portion de la section occupée par le fluide dans la section du canal.
- Le périmètre mouillé, Pm, est formé par la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et les parois de la section (la largeur de la surface libre n'entre pas en compte).
- Le rayon hydraulique est donné par : $Rh = Sm/Pm$
- Les pentes longitudinales du canal :

➢ la pente de fond du canal (radier) : $i = \Delta z/L$

➢ la pente piézométrique ou pente de la surface libre : $Is = \Delta h/L$

➢ la pente hydraulique: $J = \Delta H/L$ avec H : charge hydraulique

Représentation graphique



I.1 Ecoulement uniforme, équation de CHEZY

L'écoulement uniforme et permanent se caractérise par une constance des paramètres hydrauliques. Ainsi la vitesse moyenne, le tirant d'eau (profondeur) et donc le débit restent invariables dans les différentes sections du canal le long de l'écoulement. Les lignes de courants sont rectilignes et parallèles et la pression verticale peut donc être considérée comme hydrostatique. La pente de fond, la pente de la surface libre et la pente de la ligne d'énergie sont parallèles. I=Is=J

La perte de charge est compensée par la composant du poids

Coupe longitudinale

Coupe transversale

Ecoulement uniforme - Chezy

Equilibre des forces

Force de frottement : $Fr = \tau\, P_m ds$ avec $\tau = kV^2$

Poids propre de l'eau – composante en s : $F_{Gs} = \gamma S_m\, ds\, I$

Equilibre des forces selon s : $\sum F_s = 0$ d'où $Fr = F_{Gs}$

$$\tau\, P_m ds = \gamma S_m\, ds\, I \Longrightarrow kV^2 P_m ds = \gamma S_m\, ds\, I$$

$$V = \frac{\gamma}{k}\sqrt{\frac{S_m}{P_m} I} \Longrightarrow \boxed{V = C\sqrt{R_h I}}$$

C est le coéfficient de Chézy, qui dépend de la rugosité des parois. Il varie de 20 $m^{1/2}\, s^{-1}$ pour les rivières très irrégulières à 80 $m^{1/2}\, s^{-1}$ pour les canaux aux parois très lisses.

Manning propose une formule $C = \frac{1}{n} R_h^{\frac{1}{6}}$ où n Coefficient de Manning ($m/s^{1/3}$)

Avec :

V (m/s) : vitesse d'écoulement

C : coefficient de Chezy

R_h (m) : rayon hydraulique

I (m/m) : pente

S (m2) : section d'écoulement

Q (m3/s) : débit volumique

Q= VS d'où $\boxed{Q = \frac{1}{n} S_m R_h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}}$

Où n est le coefficient de Manning donné par les tableaux suivant :

Valeurs du coefficient n de Manning

Nature des surfaces	Etats des parois			
	Parfais	Bon	Assez bon	Mauvais
A) Canaux artificiels				
Ciment lissé	0,01	0,011	0,012	0,013
Mortier de ciment	0,011	0,012	0,013	0,015
Aqueducs en bois raboté	0,01	0,012	0,013	0,014
Aqueducs en bois non raboté	0,011	0,013	0,014	0,015
Canaux revêtus de béton	0,012	0,014	0,016	0,018
Moëllons bruts	0,017	0,02	0,025	0,03
Pierres sèches	0,025	0,03	0.033	0.035
Moëllons dressés	0.013	0.014	0.015	0.017
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire lisses	0.011	0.012	0.013	0.015
Aqueducs métalliques à section demi-circulaire plissée	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre droits et uniformes	0.017	0.020	0.0225	0.025
Canaux avec pierres, lisses et uniformes	0.025	0.030	0.033	0.035
Canaux avec pierres, rugueux et irréguliers	0.035	0.040	0.045	-
Canaux en terre à larges méandres	0.0225	0.025	0.0275	0.030
Canaux en terre dragués	0.025	0.0275	0.030	0.033
Canaux à fond en terre, côtés avec pierres	0.028	0.030	0.033	0.035

B) Cours d'eau naturels				
1) propres, rives en ligne droite	0.025	0.0275	0.030	0.033
2) idem 1 avec quelques herbes et pierres	0.030	0.033	0.035	0.040
3) avec méandres, avec quelques étangs et endroits peu profonds, propres	0.035	0.040	0.045	0.050
4) idem 3, l'eau à l'étiage, pente et sections plus faibles	0.040	0.045	0.050	0.055
5) idem 3, avec quelques herbes et pierres	0.033	0.035	0.040	0.045
6) idem 4, avec pierres	0.045	0.050	0.055	0.060
7) Zones à eau coulant lentement avec herbes ou fosses très profondes	0.050	0.060	0.070	0.080
8) Zones avec beaucoup de mauvaises herbes	0.075	0.100	0.125	0.150

Coefficient de Bazin

- La formule deBazin qui présente C comme une fonction de la rugosité et du rayon hydraulique R. La formule de Bazin s'écrit, en unités métriques : $$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad \left[\mathrm{m}^{1/2}\,\mathrm{s}^{-1}\right]$$
- Dans cette formule, m est un coefficient de rugosité qui dépend de la nature de la paroi. Bazin suggère six catégories de parois qui permettent de se faire une idée de la valeur à adopter pour m.

Forme optimale des canaux - *Section optimale - cas des canaux*

Dans le cas d'un évacuateur de crue, la contrainte imposée est de faire passer un débit donné avec un coût minimum. Les deux objectifs à atteindre (lame d'eau faible et déversoir étroit) sont contradictoire, il nous faut donc chercher un optimum.

Le problème est exactement le même dans le cas d'un canal d'irrigation...

Si le canal d'irrigation est creusé dans le sol, deux éléments de coût vont intervenir :

- le coût d'excavation qui est d'autant plus grand que l'aire mouillée du canal A est grande,
- le coût de revêtemnt et d'étanchéité qui augmente, lui, avec le périmètre mouillé P.

Le débit est imposé par les contraintes de l'irrigation. Il vaut, pour un écoulement uniforme :

$$Q = AV = \frac{1}{n} A R^{2/3} S_0^{1/2}$$

ou encore en exprimant le rayon hydraulique : $$Q = \frac{1}{n} \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} S_0^{1/2}$$

On voit que l'on ne peut satisfaire en même temps la minimisation de A et de P. Il convient donc de poser le problème autrement par exemple en fixant A, et en minimisant P pour maximiser le débit, ce qui revient au même.

Posé sous cette forme, le problème devient un problème de maximisation du rayon hydraulique R. Cherchons maintenant la forme de section qui répond à l'optimum décrit : pour une aire mouillée fixée, minimiser le périmètre mouillé, et donc maximiser le rayon hydraulique.

Nous devons donc chercher la forme de section donnant le plus petit P pour un A donné. Nous savons que c'est le cercle qui satisfait à cette condition.

Section semi-circulaire

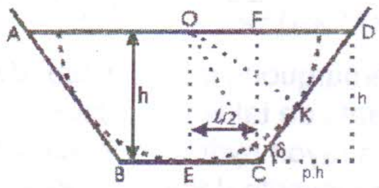
- Le rayon hydraulique vaut :

$$R=\frac{A}{P}=\frac{\frac{1}{2}\pi r^2}{\pi r}=\frac{r}{2}=\frac{h}{2}$$

C'est donc la forme idéale pour faire passer le plus grand débit dans la section ayant le plus petit périmètre. Cependant cette forme n'est réalisable que pour des canaux artificiels en béton ou en asbeste-ciment (petits canaux d'irrigation par exemple).
Les grands canaux seront eux de forme trapézoïdale ou rectangulaire.

Forme optimale des canaux - *Section trapézoïdale optimale*

La section trapézoïdale est définie par trois éléments :
la largeur au plafond *l* ;
la profondeur d'eau *h*;
la pente de talus : 1/p



Ce dernier paramètre est souvent imposé par la nature du sol ou du revêtement et n'est donc que rarement un élément de choix économique.
C'est donc à partir des paramètres *l* et *h* que la section optimale sera définie.
Nous pouvons calculer l'aire et le périmètre mouillé de ce trapèze :

$$A= h(l+ph) \quad \text{et} \quad P=l+2h\sqrt{1+p^2}$$

Pour maximiser $R = A/P$ pour une aire donnée, nous pouvons poser :
$dA = 0$ puisque A est une constante ; $dP = 0$ puisque P est minimal.
ce qui se traduit par les deux équations en l et h :

$$dA = h\,dl + (l + 2ph)\,dh = 0 \qquad dP = dl + 2\sqrt{1+p^2}\,dh = 0$$

dont on tire, en éliminant dl puis dh : $2h\sqrt{1+p^2} - (l + 2ph) = 0$

Ce qui nous donne la relation entre l et h : $l = 2h\left(\sqrt{1+p^2} - p\right)$

ou encore, en remplaçant l/2 par OF, $h\,(1 + p^2)^{1/2}$ par CD et ph par FD :
soit encore : OF+FD=OD=CD
Le triangle ODC est donc isocèle et ses hauteurs sont égales : OF=FC=h
Le profil trapézoïdal optimal est donc circonscrit à la demi-circonférence de rayon égal à la profondeur h et dont le centre est sur l'axe de la surface libre.

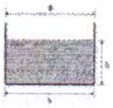
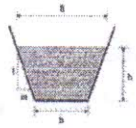
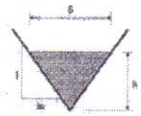
En utilisant la valeur de l tirée de sa relation avec h, on retrouve les expressions de A ,de P et de R :

$$A = h^2\left(2\sqrt{1+p^2} - p\right) \qquad P = 2h\left(2\sqrt{1+p^2} - p\right) \qquad R = \frac{A}{P} = \frac{h^2}{2h} = \frac{h}{2}$$

Nous remarquons que la valeur de R est indépendante de la pente de talus p. De plus, notons que l'on retrouve le même rayon hydraulique que pour la section semi-circulaire inscrite dans le trapèze.

Section rectangulaire
Cette section n'est qu'un cas particulier de la section trapézoïdale avec une pente de talus $p = 0$. On en déduit que la section optimale
correspond à la condition : p=0
On en déduit que la section optimale correspond à la condition : l=2h

Géométrie des canaux

	 Rectangle	 Trapèze	 Triangle	 Cercle	 Parabole
Largeur, B	b	$b+2\times mh$	$2\times mh$	$(\sin\frac{\theta}{2})\cdot D$ ou $2\sqrt{h\cdot(D-h)}$	$\frac{3}{2}\frac{S}{h}$
Surface, S	$b\times h$	$(b+mh)\cdot h$	$m\times h^2$	$\frac{1}{8}(\theta-\sin\theta)\cdot D^2$	$\frac{2}{3}Bh$
Périmètre mouillé, P	$b+2h$	$b+2\cdot h\cdot\sqrt{1+m^2}$	$2h\cdot\sqrt{1+m^2}$	$\frac{1}{2}\theta\cdot D$	$B+\frac{8}{3}\frac{h^2}{B}$
Rayon hydraulique, R_h	$\frac{bh}{b+2h}$	$\frac{(b+mh)\cdot h}{b+2h\cdot\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{mh}{2\cdot\sqrt{1+m^2}}$	$\frac{1}{4}\left[1-\frac{\sin\theta}{\theta}\right]D$	$\frac{2B^2h}{3B^2+8h^2}$
Profondeur hydraulique, D_h	h	$\frac{(b+mh)h}{b+2\times mh}$	$\frac{1}{2}h$	$\left[\frac{\theta-\sin\theta}{\sin\frac{\theta}{2}}\right]\frac{D}{8}$	$\frac{2}{3}h$

L'écoulement graduellement varié

- L'écoulement est en fait appelé **varié**, si les hypothèses du mouvement uniforme ne sont pas réalisées. C'est à dire, si :
  - le tirant d'eau, la vitesse et la section mouillée *varient* d'une section à l'autre.
  - la ligne de charge, la surface de l'eau et le fond du canal ne sont *plus parallèles*.
- Afin d'étudier toute les possibilités d'un tel écoulement, nous allons différencier deux types d'écoulements variés:

1. L'écoulement **graduellement varié** : Nous rajoutons aux hypothèses ci-dessus l'hypothèse suivante:

- les hauteurs et les vitesses présentent une ***évolution progressive***, ce qui nous permet, en première approximation, de considérer en toutes sections les **vitesses** comme **parallèles**

2. L'écoulement **brusquement varié** : Dans le cas de variations brusques.

- Dans les deux cas, nous considérerons un mouvement *permanent* avec une variation des paramètres dans l'espace, mais une constance dans le temps de ceux-ci en un point donné dans l'espace.

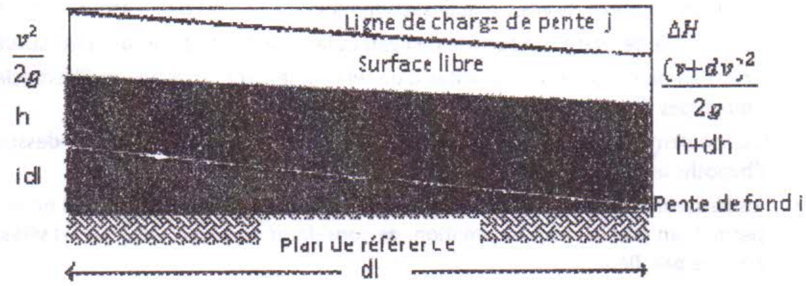
Ecoulement graduellement varié

L'écoulement graduellement varié reste un écoulement permanent c.à.d. que le débit reste constant dans le temps par contre les changements de section de l'écoulement généralement causés par des changements de pente, rendent l'écoulement non uniforme.

Les transitions seront considérées comme s'opérant sur des distances relativement longues, d'où le terme de graduel.

Equation de Bernoulli entre 2 sections :

$$Z_{01}+P_1/\rho g+V_1{}^2/2g = Z_{02}+P_2/\rho g+V_2{}^2/2g + \Delta H_{12}$$



En mouvement varié, nous avons trois types de pentes :
la **pente de fond** : i = -(dz) / dl
la **pente de la ligne d'eau** : is = -(dh) / dl
la **pente hydraulique** : (pdc unitaire) j = -(ΔH) / dl

$Idl + h + v^2/2g = h+dh + (v+dv)^2/2g + \Delta H$

$(v+dv)^2 = v^2+2vdv+dv^2$

✓ $Q=VS \Rightarrow V = \frac{Q}{S} \Rightarrow \frac{dv}{dh} = -\frac{Q}{S^2}\frac{dS}{dh} = -\frac{Q}{S^2}B$

✓ $\Delta H = jdl$

✓ $dS=Bdh$ d'où $idl - dh - \frac{Q^2}{S^3}\frac{Bdh}{g} + jdl$

$$idl = dh - \frac{Q^2}{S^3}\frac{Bdh}{g} + jdl \qquad \boxed{\frac{dh}{dl} = \frac{i-j}{1-\frac{Q^2B}{gS^3}}}$$

j sera calculé avec une équation d'écoulement uniforme. En utilisant l'équation de Manning on aura: $j=Q^2/(C^2S^2Rh)$

C'est l'équation différentielle de la ligne d'eau donnant la variation de h en fonction de l pour un E.G.V d'un canal de faible pente dont les caractéristiques varient lentement.

Régime d'écoulement - Energie spécifique (E)

Dans une section donnée et pour un débit donné, l'écoulement s'effectue à des profondeurs différentes.

A chacune de ces profondeurs correspond une hauteur d'énergie (Energie spécifique E ou charge) .

On définit l'énergie spécifique E par l'énergie par unité de poids relativement au fond du canal ouvert par :

E = profondeur + énergie cinétique équivalente

$\boxed{E = h + V^2/2g = h + Q^2/2gS^2}$

Régimes d'écoulement

L'écoulement d'un fluide réel dans un canal à surface libre est le siège des forces suivantes :

- ✓Forces de gravité.
- ✓Forces de frottement (viscosité et rugosité).

Les équations réduites du mouvement font intervenir les coefficients ou nombres adimensionnels suivants :

1) le nombre de Froude, qui est le rapport entre les forces de gravité et celles d'inertie ou : $\frac{V}{\sqrt{gh}} = F_r$

2) le nombre de Reynolds, qui est le rapport entre les forces de frottement et celles d'inertie

Régimes d'écoulement

Le rôle du nombre de Froude est de permettre le classement des écoulements comme suit:

- ➢écoulement fluvial ***F r< 1***
- ➢écoulement torrentiel ***Fr > 1***
- ➢écoulement critique $Fr_c = 1$

LA PROFONDEUR NORMALE h_n

Une fois fixées la nature de la paroi et la pente, on dispose, en régime permanent et uniforme, d'une relation reliant la profondeur h au débit Q.

$$Q - CS\sqrt{R_h I} \qquad \frac{Q}{\sqrt{I}} = K_s S R_h^{\frac{2}{3}} = K_s S(h_n) R_h(h_n)^{\frac{2}{3}}$$

A un débit donné Q, h_n est appelé profondeur normale

Dans les sections évasées, le débit croît toujours lorsque la profondeur de l'eau augmente. Il n'en est pas de même pour les sections voûtées, puisque, dans la partie supérieure des ces dernières, le périmètre mouillé croît plus rapidement que la superficie, ce qui entraîne une diminution du diamètre hydraulique et en conséquence du débit.

Hauteur critique h_c

La hauteur h pour laquelle le débit est maximal pour une energie donnée, une section donnée et une forme donnée est appelée « hauteur critique : hc »

- En comparant la hauteur normale h_n avec la hauteur critique h_c, qui n'est pas fonction de la pente du canal, on est en mesure de déterminer si l'écoulement est fluvial, critique ou torrentiel. Cette information sera très utile lorsque l'on voudra évaluer les écoulements variés.

- ➢ écoulement fluvial $h_n > h_c$
- ➢ écoulement torrentiel $h_n < h_c$
- ➢ écoulement critique $h_n = h_c$

Etude des variations de débit Q en fonction de la hauteur h pour une énergie spécifique donnée E = Cte

$E = h + Q^2/2gS^2$ d'où $\boxed{Q = \sqrt{2gS^2(E-h)}}$

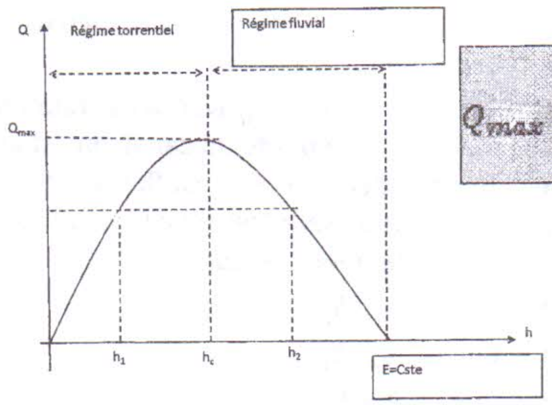
- ✓Pour h=0 : S=0 alors Q=0
- ✓Pour h=E alors Q=0

$$\frac{dQ}{dh} = \frac{4gS\frac{dS}{dh}(E-h) - 2gS^2}{2\sqrt{2gS^2(E-h)}} = \frac{2gS[2B(E-h) - S]}{2S\sqrt{2g(E-h)}}$$

$$\frac{dQ}{dh} = 0 \Rightarrow 2B(E-h) = S$$

d'où $$\boxed{\frac{BQ^2}{gS^3} = 1}$$

Courbe de variation de Q en fonction de h



$$\boxed{Q_{max} = \sqrt{\frac{gS^3}{B}}}$$

Etude des variations de l'énergie spécifique E en fonction de la hauteur h pour un débit Q donné

$Q = Cte$

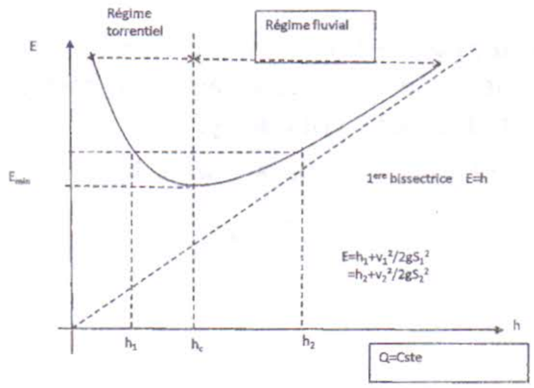
$S = f(h)$ $\quad E = h + Q^2/2gS^2$ d'où

- ✓Pour $h=0$ $S=0$ alors $E \to \infty$
- ✓Pour $h \to \infty$: $S \to \infty$ alors $E \to h$ donc $E \to \infty$

$$\frac{dE}{dh} = 1 + \frac{-Q^2}{gS^3}\left(\frac{dS}{dh}\right) \qquad \frac{dE}{dh} = 1 - \frac{Q^2 B}{gS^3} = 0$$

d'où $\boxed{\frac{BQ^2}{gS^3} = 1}$

Courbe de variation de E en fonction de h



- ➢$\delta E/\delta h > 0$ pour $h > h_c$ régime fluvial
- ➢$\delta E/\delta h = 0$ pour $h = h_c$ régime critique
- ➢$\delta E/\delta h < 0$ pour $h < h_c$ régime torrentiel

Ecoulement critique

L'écoulement critique apparaît lorsque l'énergie de l'écoulement est minimale. $\frac{BQ^2}{gS^3} = 1$

En définissant la profondeur hydraulique **h comme le rapport de l'aire de la** section sur la largeur au miroir h=S/B ***et en remplaçant Q^2/S^2 par V^2, on obtient: $V^2/gh=1$ ou*** $\frac{V}{\sqrt{gh}} = 1$

Ce qui signifie bien, qu'en régime critique le nombre de Froude est égal à **1.**

Hauteur critique h_c

Le tirant d'eau y pour lequel l'énergie est minimale pour un débit donnée, une section donnée et une forme donnée est appelée « tirant d'eau critique : y_c »

Pour un canal rectangulaire de largeur L, le tirant d'eau s'exprime par :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.L^2}} = \frac{V^2}{g}$$

L'énergie spécifique minimale est : $H_{sc} = \frac{3}{2} y_c$.

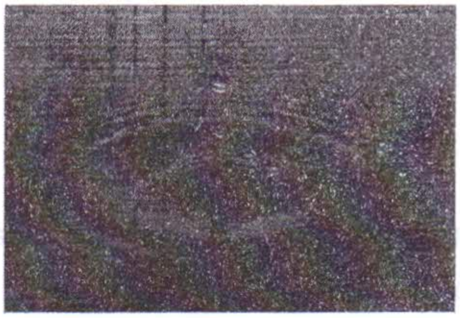
Pente critique I_c

Une fois la profondeur critique déterminée, on peut aussi calculer la pente d'écoulement pour laquelle un débit donné coulera à la hauteur critique, avec ***h_c on calcule Sc et R_{hc} et l'on tire de l'équation de Manning la pente*** correspondante:

$$I_c = \frac{Q^2}{k_s^2 \; S_c^2 \, R_h^{4/3}}$$

La pente critique d'un canal uniforme pour un débit donné est la pente que devrait prendre ce canal pour que la profondeur normale du courant soit égal la profondeur critique

Célérité d'une onde superficielle



Célérité d'une onde superficielle

La vitesse de propagation d'une onde superficielle (perturbation) dans une masse d'eau au repos de profondeur h est donnée par la formule de Lagrange :

$$c = \sqrt{gh}$$

Un écoulement en régime critique est un écoulement dont la vitesse moyenne d'écoulement est égale à la vitesse de propagation de l'onde gravitaire $V_c=C$ d'où $Fr = 1$

Régime subcritique

- $V_c < C$
- $Fr < 1$
- $h > h_c$

Le régime est dit subcritique (ou fluvial), une perturbation peut dés lors remonter de l'aval vers l'amont

Régime supercritique

- $V_c > C$
- $Fr > 1$
- $h < h_c$

Le régime est dit supercritique (ou torrentiel), une perturbation ne peut pas se propager de l'aval vers l'amont

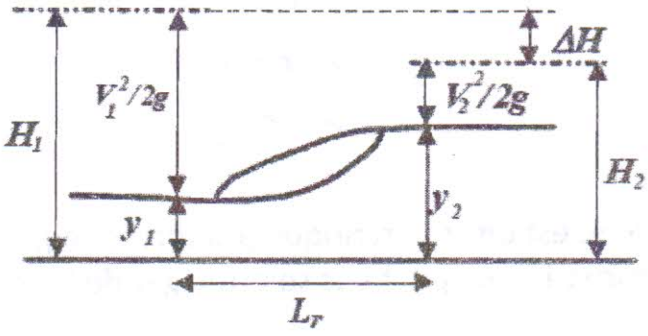
MOUVEMENT BRUSQUEMENT VARIE
Ressaut hydraulique

Le ressaut hydraulique est une surélévation brusque de la surface libre d'un écoulement permanent qui se produit lors du passage du régime torrentiel au régime fluvial.

Il est accompagné d'une agitation marquée et de grandes pertes d'énergie.

Les hauteurs y_1 et y_2 sont appelées profondeurs conjuguées du ressaut. La distance entre les sections 1 et 2 est appelée longueur du ressaut. La perte de charge est représentée par ΔH.

MOUVEMENT BRUSQUEMENT VARIE
Ressaut hydraulique



MOUVEMENT BRUSQUEMENT VARIE
Ressaut hydraulique

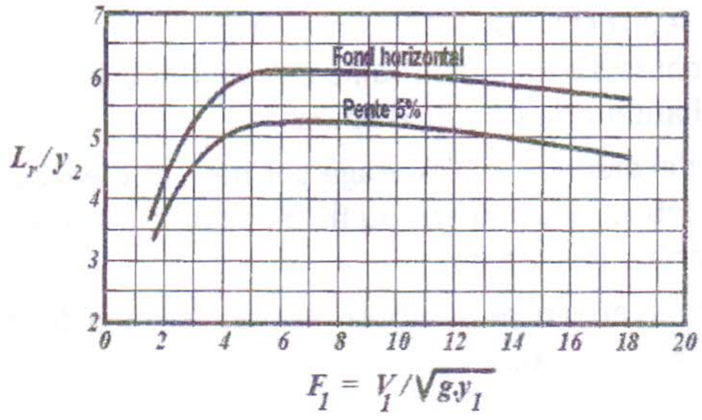
- y_2 et y_1 : tirant d'eau aval et amont

$$\boxed{y_2 = -\frac{y_1}{2} + y_1 \frac{\sqrt{1+8.F_1^2}}{2}} \quad \boxed{y_1 = -\frac{y_2}{2} + y_2 \frac{\sqrt{1+8.F_2^2}}{2}}$$

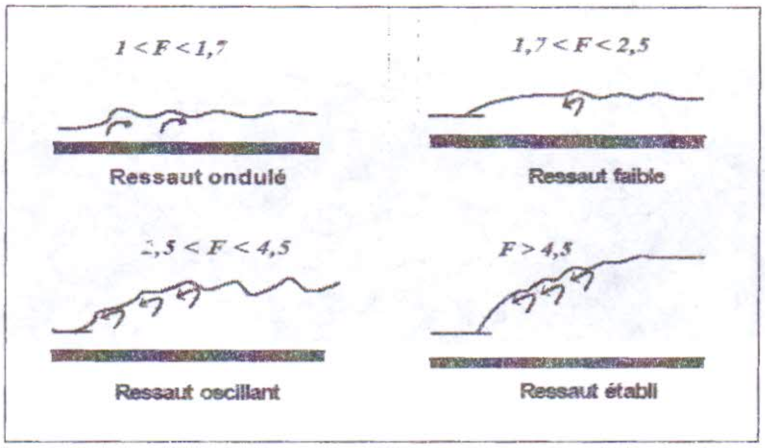
F_1 et F_2 : nombre de Froude amont et aval

- La perte de charge : $\boxed{\Delta H = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4.y_1 \cdot y_2}}$

La longueur du ressaut peut être estimée à partir de l'abaque ci-dessous :



Typologie des ressauts



Les seuils et déversoirs

Le seuil est un ouvrage construit dans une section d'un cours d'eau qui entraine une modification de la hauteur de la lame d'eau .

Le déversoir est un ouvrage permettant d'évacuer des débits si la hauteur du fluide atteint la hauteur de la crête déversante.

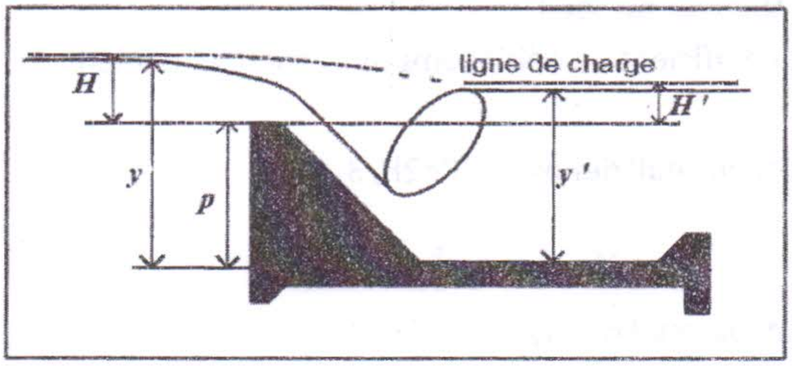
Les déversoirs permettent aussi un partage des débits dans des canaux ou collecteurs.

Les seuils et déversoirs

Seuil

Déversoir

Les seuils



Les seuils

H et H' sont des charges spécifiques au niveau de la crête

L: longueur du seuil

m : coefficient de débit compris entre 0.32 et 0.50

- Loi du seuil dénoyé : H'<2H/3

$$\boxed{Q = \mu . L . \sqrt{2.g} . H^{3/2}}$$

- Loi du seuil dénoyé : H'>2H/3

$$\boxed{Q = \mu' . L . H' . \sqrt{2.g(H - H')} \text{ avec } \mu' = 3\sqrt{3}\mu / 2}$$

Les seuils

H et H' sont des charges spécifiques au niveau de la crête

L: longueur du seuil

m : coefficient de débit compris entre 0.32 et 0.50

- Loi du seuil dénoyé : H'<2H/3

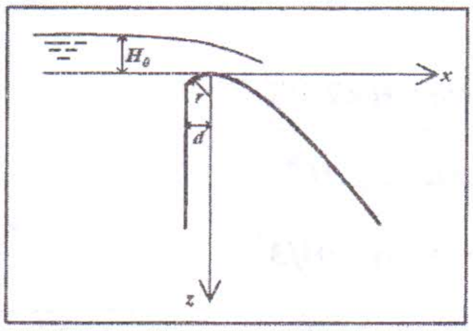
$$Q = \mu.L.\sqrt{2.g}.H^{3/2}$$

- Loi du seuil dénoyé : H'>2H/3

$$Q = \mu'.L.H'.\sqrt{2.g(H-H')} \text{ avec } \mu' = 3\sqrt{3}\mu / 2$$

Les seuils

Il est recommandé de concevoir les profils des seuils selon la forme des lames déversantes, le profil le mieux adapté est du type « GREAGER » d'équation $z = 0,50.x^{1,85} / H^{0,85}$



$r = 0,40.H_0;\ d = 0,28.H_0$