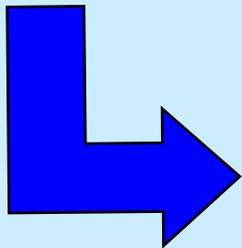


## Hydraulique des ouvrages Contenu du cours

- 1) Canaux et cours d'eau
- 2) Conduites en charge**
- 3) Déversoirs
- 4) Ecoulements sous vanne et bassin amortisseurs
- 5) Ecoulements souterrains autour des galeries et drains
- 6) Ponceaux
- 7) Ecoulements à travers les grilles
- 8) Ecoulement autour des obstacles et sédimentation

## Conduites en charge

Définition: La dissipation d'énergie, due aux frottements internes et à la paroi, est une perte, par transformation en chaleur, d'une partie de l'énergie mécanique disponible, appelée en hydraulique la charge



### Perte linéaire ou répartie

- Conduites prismatiques
- réseaux d'eau potable
  - conduites forcées
  - conduites d'adduction
  - .....

### Perte locale ou singulière

- Pièces spéciales
- coudes
  - rétrécissements/élargissements
  - entrées et sorties
  - .....

## Lois de perte de charge linéaire

L'écoulement uniforme en charge est le plus fréquent dans la pratique du transport des fluides à distance (tuyaux).

Les pertes de charge sont ici linéaires c'est à dire proportionnelles à la longueur du tronçon considéré:

$$h_r = J \cdot L \quad (1.1)$$

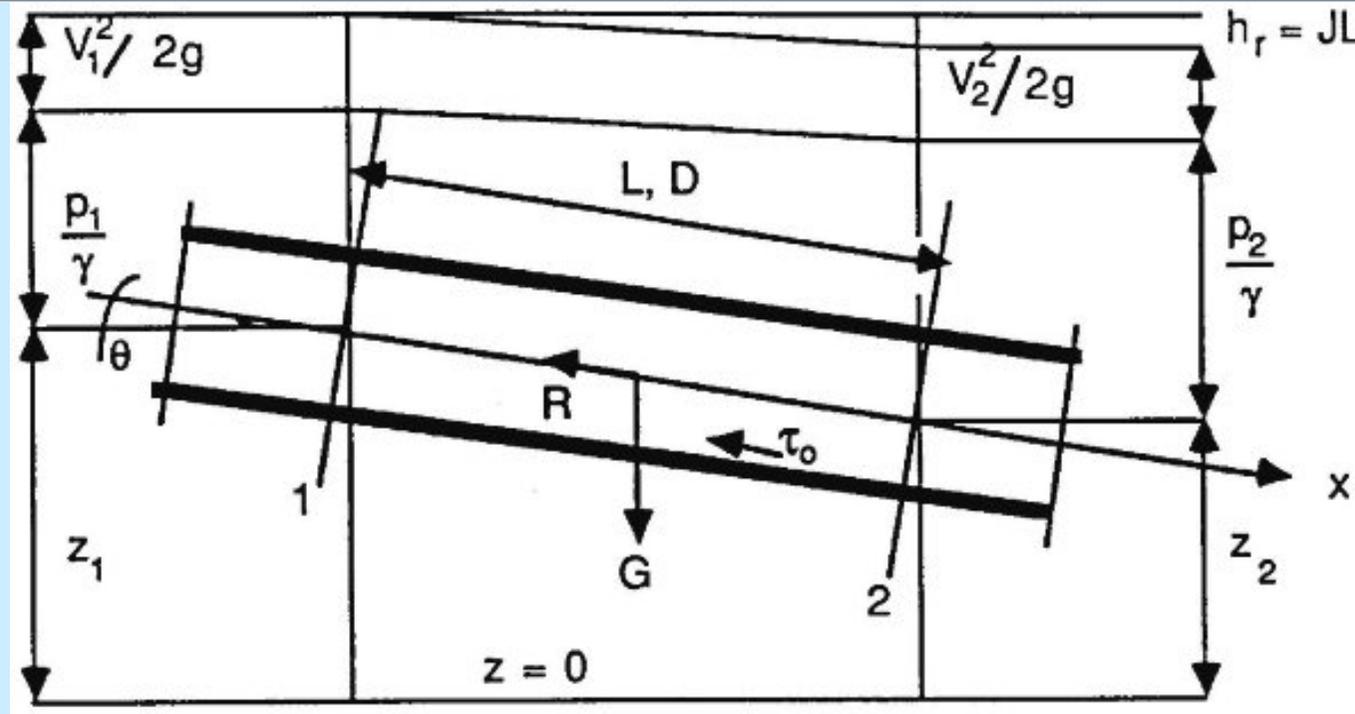
avec

$h_r$  : la perte de charge linéaire

$J$  : la perte de charge linéaire par unité de longueur, pente de frottement

$L$  : la longueur du tronçon de canalisation considéré

Équations fondamentales :



$R$  : la résistance de la paroi ( $\tau_0$ : l'effort tangentiel de frottement à la paroi),  
 $G$  : le poids du fluide sur le tronçon,  
 $p$  : les pressions appliquées sur les surfaces d'extrémités.

Équations fondamentales :

*Entre les sections 1 et 2, les équations de conservation d'énergie (1.2), de quantité de mouvement (1.3) et de continuité (1.4) s'écrivent:*

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 + h_r \quad (1.2)$$

$$p_1 S_1 - p_2 S_2 - R + G \sin \theta = \rho Q (V_2 - V_1) \quad (1.3)$$

$$V_1 = V_2 = V = Q / S \quad \text{car} \quad S_1 = S_2 = S \quad (1.4)$$

Équations fondamentales :

Avec

$$R = \tau_o \cdot P \cdot L$$

et

$$G \sin \theta = g \cdot S \cdot L \sin \theta = g \cdot S (z_1 - z_2)$$

La combinaison des équations (1.1), (1.2) et (1.4) donne

$$\frac{(p_1 - p_2)}{\gamma} + (z_1 - z_2) = J \cdot L \quad (1.5)$$

et la combinaison des équations (1.3) et (1.4)

$$\gamma S \left[ \frac{(p_1 - p_2)}{\gamma} + (z_1 - z_2) \right] = \tau_o PL \quad (1.6)$$

Équations fondamentales :

*En divisant (1.5) par (1.6) et après séparation de  $\tau_o$  nous obtenons la relation (1.7) qui est indépendante de  $(z_1 - z_2)$*

$$\tau_o = \gamma \cdot R \cdot J \quad (1.7)$$

avec  $R = \frac{S}{P}$  : le rayon hydraulique

$R = \frac{D}{4}$  : pour les tuyaux de section circulaire

*Après substitution de  $\gamma = \rho g$  l'équation (1.7) peut s'écrire*

$$\frac{\tau_o}{\rho} = g \cdot R \cdot J \quad (1.8)$$

Équations fondamentales :

*Il est intéressant de remarquer que les deux termes de l'équation (1.8) ont la dimension d'une vitesse au carré, soit*

$$\left| \frac{\tau_o}{\rho} \right| = |v^2|$$

*et ainsi*

$$\left| \sqrt{\frac{\tau_o}{\rho}} \right| = |v|$$

*en raison de cette similitude dimensionnelle, le terme de gauche est appelé <<vitesse de frottement>> noté par  $v_*$ .*

*En outre, l'homogénéité dimensionnelle des équations de la physique permet de présumer que*

$$v_* \propto v$$

Équations fondamentales :

et par conséquent que  $V \propto \sqrt{g} \sqrt{R \cdot J}$

En admettant cette hypothèse, l'équation (1.8) devient

$$V = C \sqrt{RJ} \quad (1.9)$$

avec  $C$  : le coefficient de Chézy qui contient  $\sqrt{g}$

Il a été démontré expérimentalement que le facteur de proportionnalité  $C$  de l'équation de Chézy (1768), n'est pas constant mais varie assez largement, il restait à comprendre pourquoi et comment

## Équations fondamentales :

Weisbach (1845) apporta la réponse à cette question au moyen de l'analyse dimensionnelle. L'équation dite "fonctionnelle" de la perte de charge linéaire (égale à la variation de pression  $\Delta p$  correspondante dans le cas particulier où  $V = Cte$ . le long de l'écoulement) s'écrit comme suit :

$$f(\Delta p, V, D, k, L, \rho, \mu) = 0 \quad (1.10)$$

$\Delta p$  et  $v$  sont les paramètres hydrodynamiques de l'écoulement

$D$  (4R) est le diamètre intérieur de la canalisation et  $k$  la rugosité de la paroi (représentatif de la taille des aspérités)

la masse volumique  $\rho$  et la viscosité dynamique  $\mu$  caractérisent le fluide.

## Équations fondamentales :

L'équation (1.10) contient ainsi tous les paramètres significatifs du phénomène et exprime leur dépendance fonctionnelle, à défaut de fournir l'expression analytique précise qui est recherchée. La théorie des dimensions autorise à regrouper les termes de cette équation de façon à obtenir un nombre réduit, (n-3), de nouveaux paramètres sans dimensions.

$$f\left(\frac{\Delta p}{\rho V^2 / 2}; \frac{VD}{\mu / \rho}; \frac{L}{D}; \frac{k}{D}\right) = 0 \quad (1.11)$$

ou encore après arrangement:

$$\frac{\Delta p / \gamma}{v^2 / 2g} = \frac{L}{D} f\left(\frac{VD}{v}; \frac{k}{D}\right) \quad (1.12)$$

## Équations fondamentales :

La perte de pression (ou perte de charge)  $\Delta p$  dans le terme de gauche est proportionnelle à la longueur ( $L$ ) du tronçon considéré. La fonction  $f$  dans le terme de droite contient le nombre de Reynolds,  $Re = VD/\nu$ , où  $\nu = \mu/\rho$  est la viscosité cinématique du fluide, et la rugosité relative  $k/D$ . Cette fonction  $f$  (parfois notée  $\lambda$  dans la littérature francophone) et appelée coefficient de frottement. Ainsi, la perte de charge par unité de longueur  $J$  peut s'exprimer comme :

$$J = \frac{h_r}{L} = \frac{\Delta p}{\gamma L} = f \frac{V^2}{2gD}$$

soit

Darcy-Weisbach

$$J = f \frac{V^2}{2gD} \quad (1.13)$$

## Équations fondamentales :

Pour une section circulaire,  $R=D/4$  et l'équation de Darcy-Weisbach (1.13) peut être ramenée à la même forme que l'équation de Chézy:

$$V = \sqrt{\frac{8g}{f}} \sqrt{RJ} \quad (1.14)$$

Cela montre que le coefficient de Chézy  $C$ , est fonction du nombre de Reynolds  $Re$  et de la rugosité relative  $k/D$ , au même titre que  $f$ . Avant qu'une expression analytique ait pu être formulée vers 1933 pour exprimer la fonction  $f$ , deux autres propositions furent formulées par :

Manning en 1895: 
$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (1.15)$$

et par Strickler en 1923: 
$$C = K \cdot R^{1/6} \quad (1.16)$$

## Équations fondamentales :

Ces 2 propositions étaient accompagnées de tables de valeurs pour  $n$  et de  $K$  respectivement. Strickler, à l'époque directeur du Service fédéral des Eaux à Berne, limitait sa proposition aux rivières. L'extension de son application au domaine des canalisations n'a suivi qu'après 1950. Les domaines d'utilisation des formules de Manning et de Strickler sont actuellement confondus et le choix tient davantage à la tradition locale (dans le monde anglo-saxon pour la première, en Europe pour la seconde). La forme usuelle d'application de la formule de Strickler est:

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (1.17)$$

### Équations fondamentales :

Coefficient de Strickler en fonction de la nature des parois:

Nature des parois mouillées	Etat des parois		
	bon	assez bon	mauvais
– en fonte, sans enduit	85	70	65
– en fonte, avec enduit	90	85	75
– en acier	75	65	60
– en grès (pour les canalisations)	90	75	65
– ordinaires en argile (pour les drainages)	85	70	60
– en béton de ciment	85	65	60
– en briques à surface polie	90	75	65
– en briques avec mortier de ciment, conduites d'égouts	85	65	60
Parois en ciment lissé	90	85	75
Canaux revêtus de béton	85	65	55
Moellons bruts assemblés au ciment	60	50	35
Pierres sèches	40	30	25
Moellons dressés	75	65	60

## Cas des canalisations cylindriques rectilignes de section circulaire

Revenant à  $f$ , c'est la théorie de la turbulence proposée par L. Prandtl en 1905 et développée par ses élèves Blasius et von Karmann qui a permis de trouver les formulations analytiques générales recherchées. Ce sont toutefois les travaux expérimentaux de Nikuradze avec des tuyaux circulaires en laiton sur les parois desquels il avait collé une seule couche compacte de grains de sable calibré, soit,  $k = \Phi_{\text{grain}}$ , qui ont fourni les coefficients numériques de ces équations.

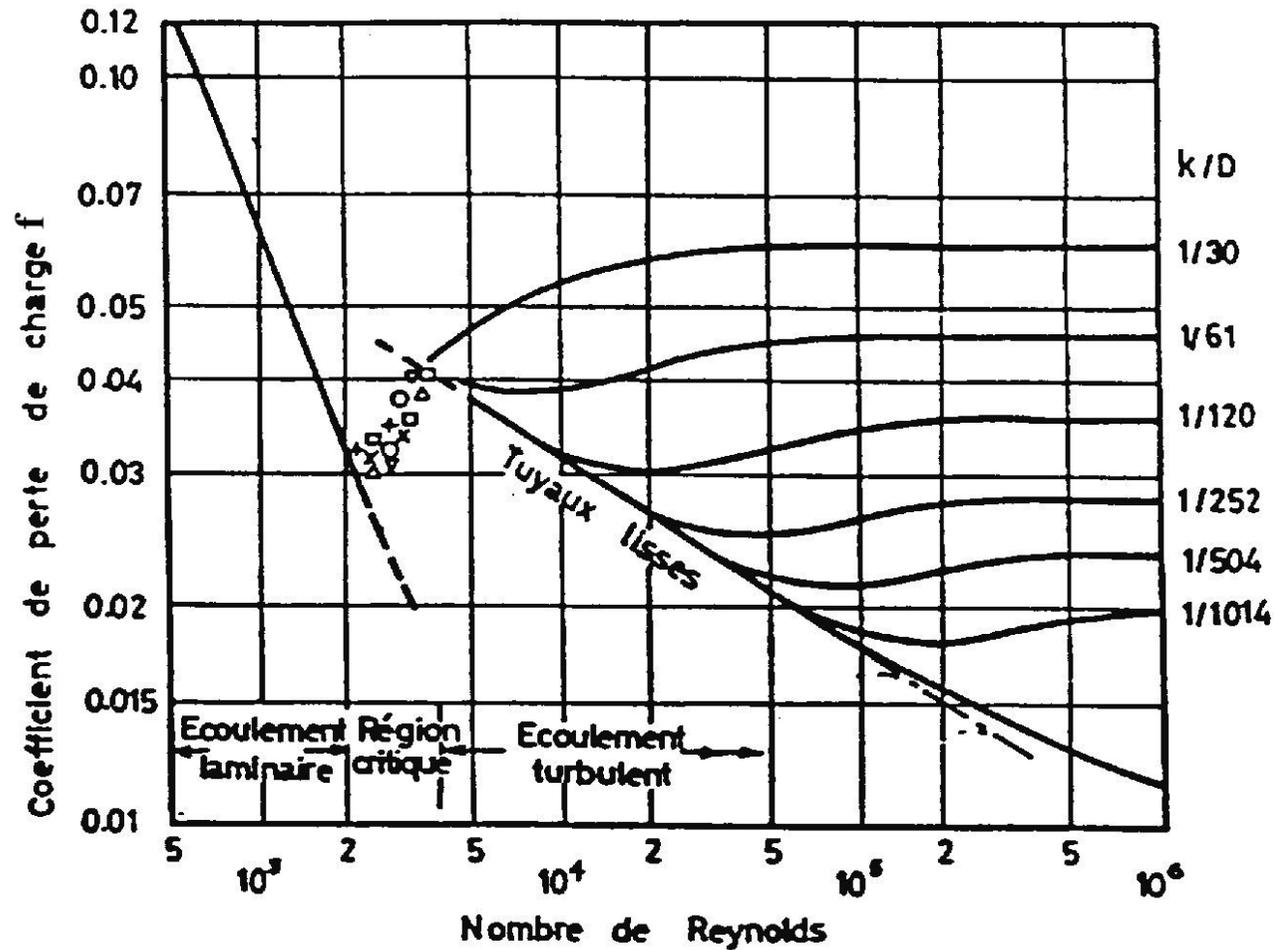
Les résultats confirment que la fonction  $f$  est caractérisée en écoulement turbulent par un domaine où  $f$  est indépendant de la rugosité.

**C'est le domaine turbulent lisse**

Un second domaine où  $f$  est indépendant du nombre de Reynolds.

**C'est le domaine turbulent rugueux**

### Harpe de Nikuradze



## Cas des canalisations cylindriques rectilignes de section circulaire

Vers 1940 Colebrook et White, constatent que la zone de transition peut être décrite par une courbe décroissance monotone, asymptotique aux deux autres domaines et proposent l'expression (1.18).

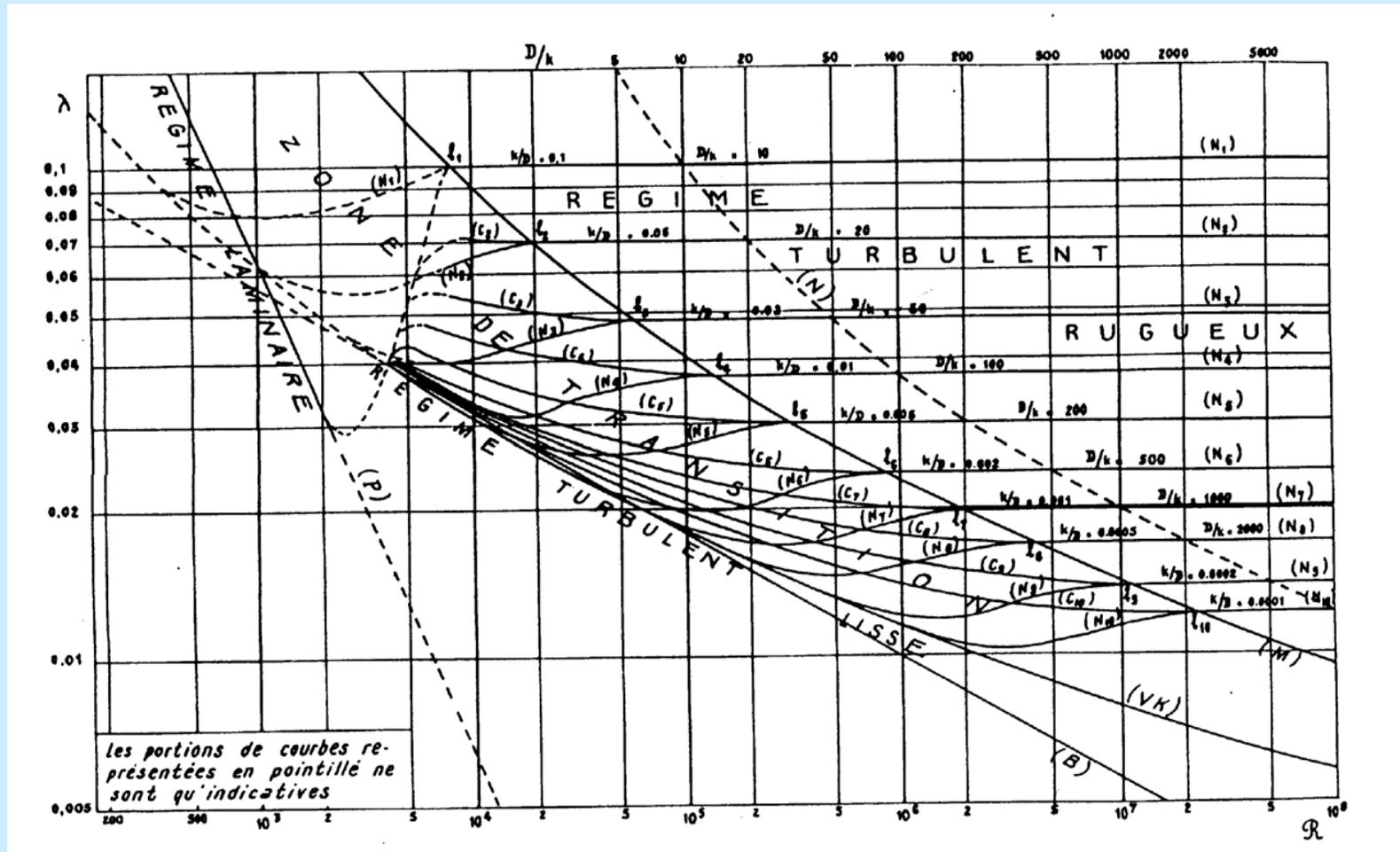
$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[ \frac{2.51}{R_e \sqrt{f}} + \frac{k}{3.7D} \right] \quad (1.18)$$

En remplaçant  $f$  par son équivalent tiré de l'équation de Darcy-Weisbach, il vient après arrangement:

$$V = -2 \sqrt{8g} \cdot \sqrt{RJ} \cdot \log \left[ \frac{k}{3.7(4R)} + \frac{2.51 \cdot v}{4R \sqrt{8g} \cdot \sqrt{RJ}} \right] \quad (1.19)$$

C'est l'équation de Colebrook – White dite aussi de Prandtl-Colebrook.

### Diagramme de Moody-Stanton



### Rugosité équivalente de sable

Groupe	Types de tuyaux et de matériaux	Etat de la surface des tuyaux et conditions d'exploitation	$k_s$ [mm]
<b>A. Tuyaux métalliques</b>			
I	Tuyaux étirés sans soudure en laiton, cuivre et plomb Aluminium	1. Techniquement lisses	0,0015 à 0,0100
		2. Idem	0,015-0,06
II	Tuyaux étirés sans soudure en acier (du commerce)	1. Neufs, non utilisés	0,02-0,10
		2. Nettoyés après plusieurs années de service	jusqu'à 0,04
		3. Revêtus de bitume	jusqu'à 0,04
		4. Tuyaux de blindage dans diverses conditions après plusieurs années d'exploitation	0,06-0,22
		5. Tuyauteries de systèmes de chauffage à eau queltes que soient les conditions à l'alimentation	0,20
		6. Oléoducs pour des conditions d'exploitation moyennes	0,20
		7. Moyennement corrodés, petits dépôts de tartre	≈ 0,4
		8. Tuyauteries d'eau depuis longtemps en service	1,2-1,5
		9. Importants dépôts de tartre	≈ 3,0
		10. Surface des tuyaux en mauvais état. Recouvrement inégal des joints	≥ 5,0

### Rugosité équivalente de sable

III	Tuyaux en acier soudé	1. Neufs ou vieux, en bon état; joints soudés ou rivés	0,04-0,10
		2. Neufs, revêtus de bitume	≈ 0,05
		3. Depuis longtemps en service, le bitume partiellement disparu, corrodés	≈ 0,10
		4. Depuis longtemps en service, corrosion uniforme	≈ 0,15
		5. Sans inégalités notables aux joints; intérieurement enduits (épaisseur de la couche: 10 mm environ); mauvais état superficiel	0,3-0,4
		6. Conduites après de nombreuses années d'exploitation	≈ 0,5
		7. Avec rivure transversale simple ou double; enduits intérieurement (épaisseur de la couche: 10 mm), ou sans revêtement, mais non corrodés	0,6-0,7
		8. Enduits intérieurement, mais non exempts d'oxydation; encrassés au cours du service avec de l'eau, mais non corrodés	0,95-1,0
		9. Avec double rivure transversale, non corrodés; encrassés en cours de service avec de l'eau	1,2-1,5
		10. Dépôts faibles	1,5
		11. Avec double rivure transversale, fortement corrodés	2,0
		12. Dépôts importants	2,0-4,0
		13. Surface des tuyaux en mauvais état; recouvrement non uniforme des joints	≥ 5,0

### Rugosité équivalente de sable

Groupe	Types de tuyaux et de matériaux	Etat de la surface des tuyaux et conditions d'exploitation	$k_s$ [mm]
IV	Tuyaux en acier rivés	1. Rivés en long et en travers avec une seule rangée de rivets; intérieurement enduits (épaisseur de la couche 10 mm); bon état de la surface	0,3-0,4
		2. Avec rivure longitudinale double et transversale simple; intérieurement enduits (épaisseur de la couche 10 mm) ou non, mais non corrodés	0,6-0,7
		3. Avec rivure transversale simple et longitudinale double; intérieurement goudronnés ou enduits (épaisseur de la couche: 10 à 20 mm)	1,2-1,3
		4. Avec quatre à six rangées longitudinales de rivets; longue durée de service	2,0
		5. Avec quatre rangées transversales et six rangées longitudinales de rivets; joints intérieurement recouverts	4,0
		6. Surface des tuyaux en très mauvais état; recouvrement non uniforme des joints	$\geq 5,0$
V	Tuyaux en acier galvanisé	1. Neufs, galvanisation propre	0,07-0,10
		2. Galvanisation ordinaire	0,1-0,15

### Rugosité équivalente de sable

VI	Tuyaux en tôle galvanisée	1. Neufs	0,15
		2. Depuis longtemps en service avec de l'eau	0,18
VII	Tuyaux en fonte	1. Neufs	0,25-1,0
		2. Neufs, revêtus de bitume	0,10-0,15
		3. Asphaltés	0,12-0,30
		4. Tuyauterie d'eau, depuis longtemps en service	1,4
		5. Depuis longtemps en service, corrodés	1,0-1,5
		6. Avec dépôts	1,0-1,5
		7. Dépôts importants	2,0-4,0
		8. Nettoyés après plusieurs années de service	0,3-1,5
		9. Fortement corrodés	jusqu'à 3,0

### Rugosité équivalente de sable

B. Conduites et canaux en béton, en ciment et autres			
I	Tuyaux en béton	1. Bonne surface, avec lissage 2. Conditions moyennes 3. Surface rugueuse	0,3–0,8 2,5 3–9
II	Tuyaux en béton armé		2,5
III	Tuyaux en fibrociment	1. Neufs 2. Durée moyenne d'utilisation	0,05–0,10 ≈0,60
IV	Tuyaux en ciment	1. Lissés 2. Bruts 3. Solution de ciment non lissée aux joints	0,3–0,8 1,0–2,0 1,9–6,4

### Rugosité équivalente de sable

Groupe	Types de tuyaux et de matériaux	Etat de la surface des tuyaux et conditions d'exploitation	$k_s$ [mm]
V	Canal avec enduit de ciment	1. Bon enduit en ciment pur avec joints lissés (toutes les inégalités sont supprimées) travaillé avec un coffrage métallique 2. Avec lissage	0,05–0,22 0,5
VI	Enduit sur toile métallique		10–15
VII	Canaux en grès vernissé		1,4
VIII	Dalles en béton de scorie		1,5
IX	Dalles en béton de scorie, de sciure et d'albâtre	Dalles soigneusement exécutées	1,0–1,5

## Rugosité équivalente de sable

C. Conduites en bois, en contre-plaqué et en verre			
I	Tuyaux bois	1. Planches très soigneusement rabotées	0,15
		2. Planches bien rabotées	0,30
		3. Planches non rabotées, bien ajustées	0,70
		4. Planches plus grossières	1,00
		5. Tuyaux en douves	0,60
II	Tuyaux en contre-plaqué	1. En bon contre-plaqué de bouleau avec disposition transversale des fibres	0,12
		2. En bon contre-plaqué de bouleau avec disposition longitudinale des fibres	0,03–0,05
III	Tubes en verre	Verre pur	0,0015–0,010

## Lois de pertes de charge singulières

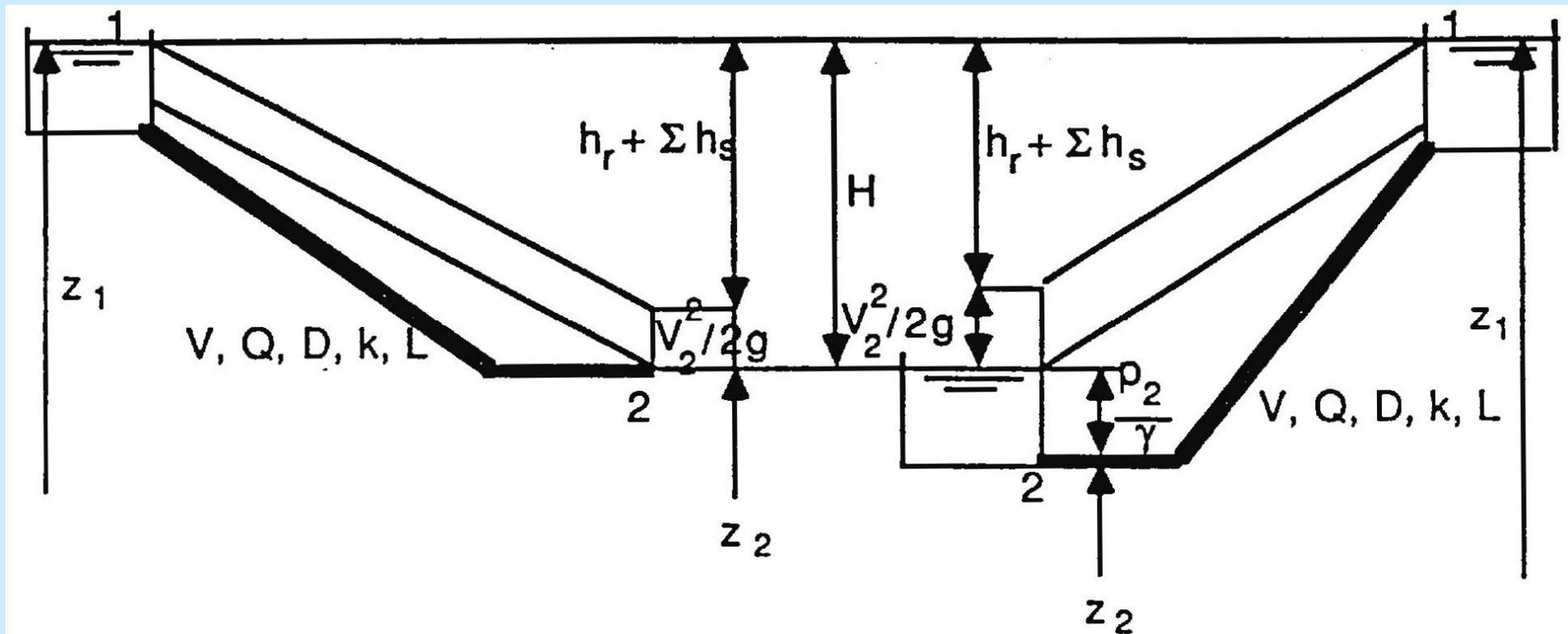
Les pertes de charge singulières sont évaluées comme une fraction ou un multiple de l'énergie cinétique, ce qui conduit à la forme générale de la loi de comportement des singularités

$$h_s = m \frac{V^2}{2g}$$

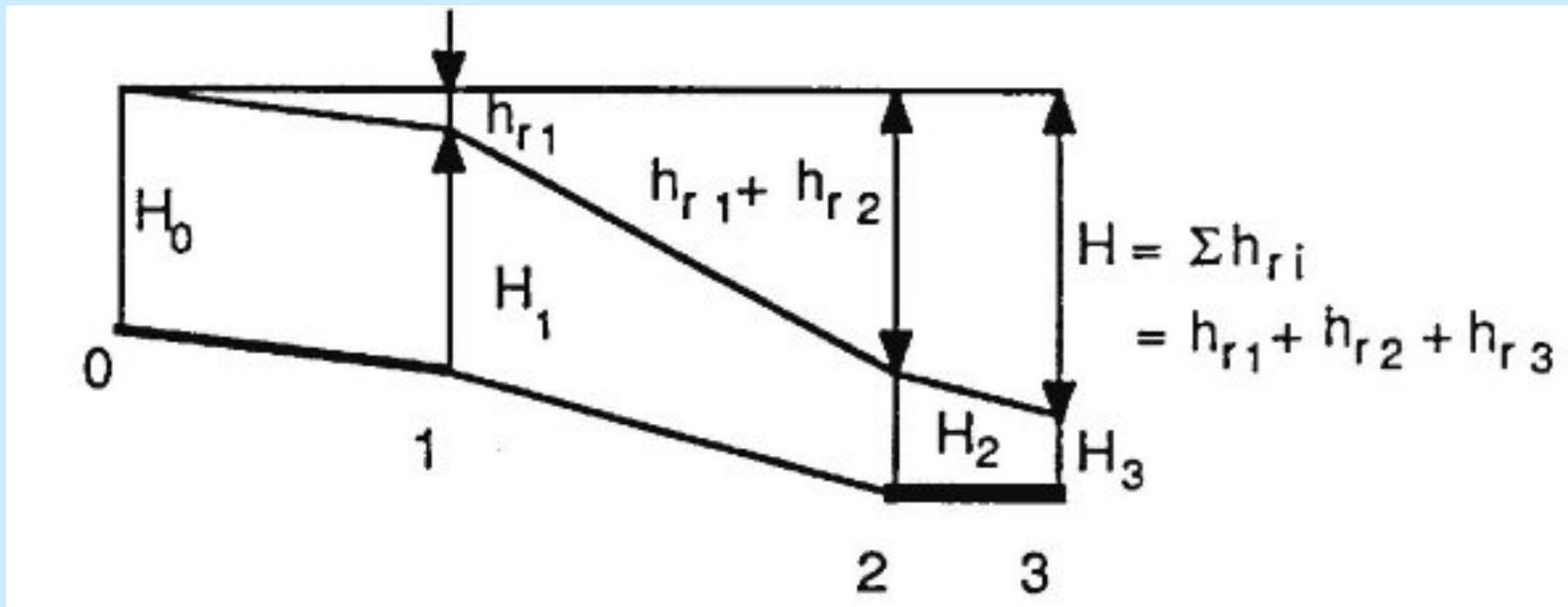
$m$  ou  $\xi$  est le coefficient de perte de charge singulière

D'une manière générale  $m$  est fonction des paramètres géométriques, du nombre de Reynolds et, pour le cas des embranchements, de la partition du débit. Les cas simples sont documentés dans les aide-mémoire

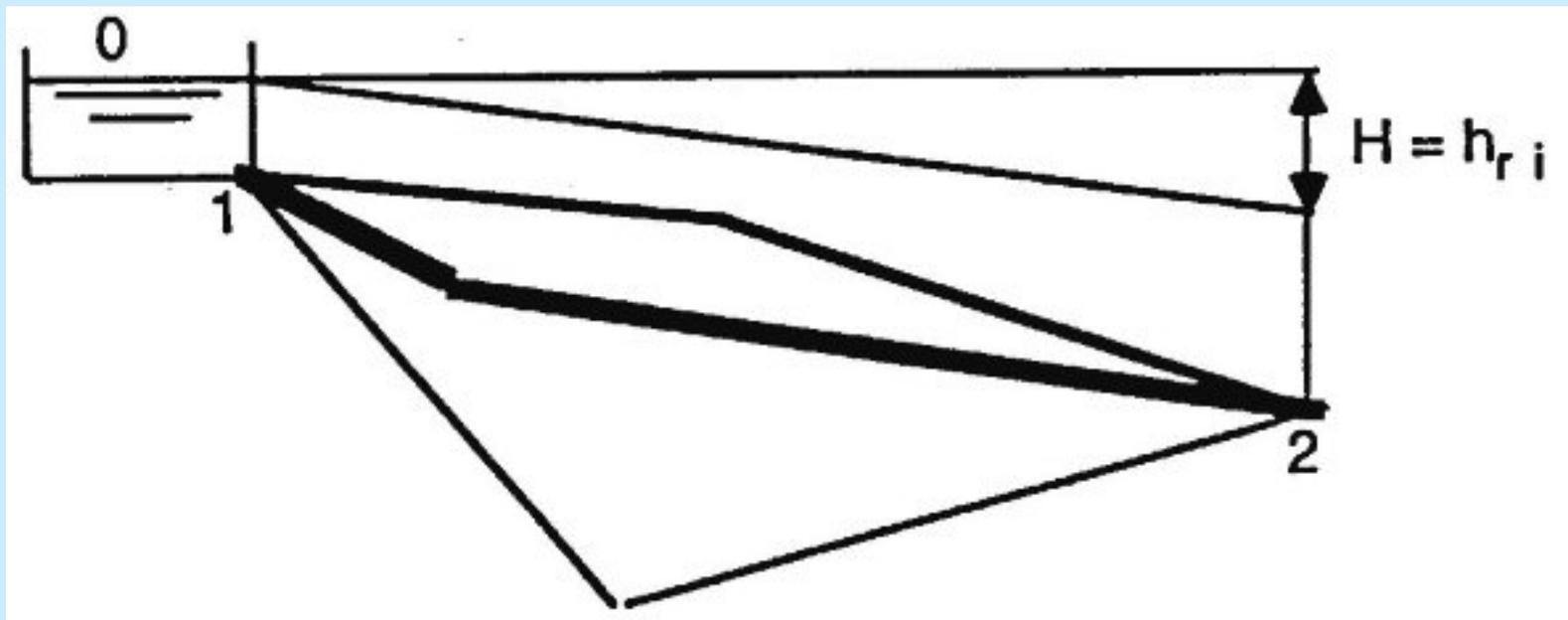
Conduite simple



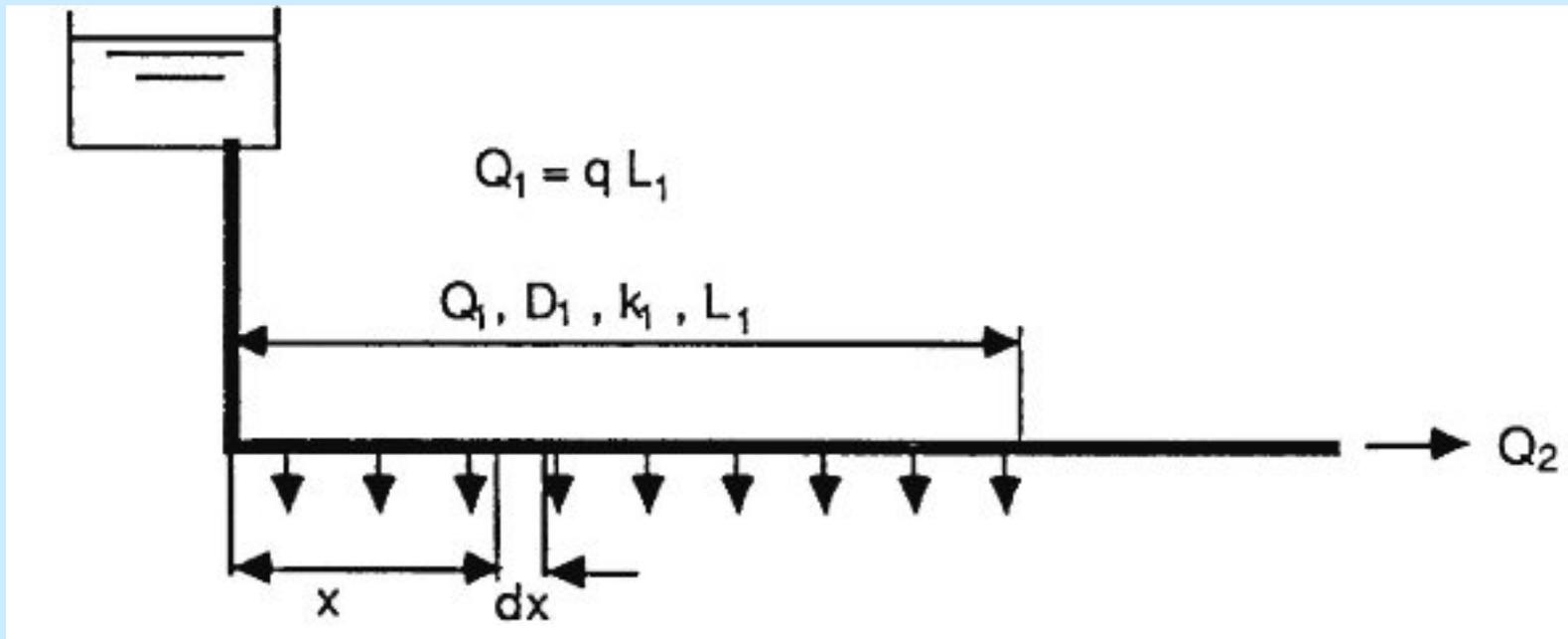
Conduites en séries



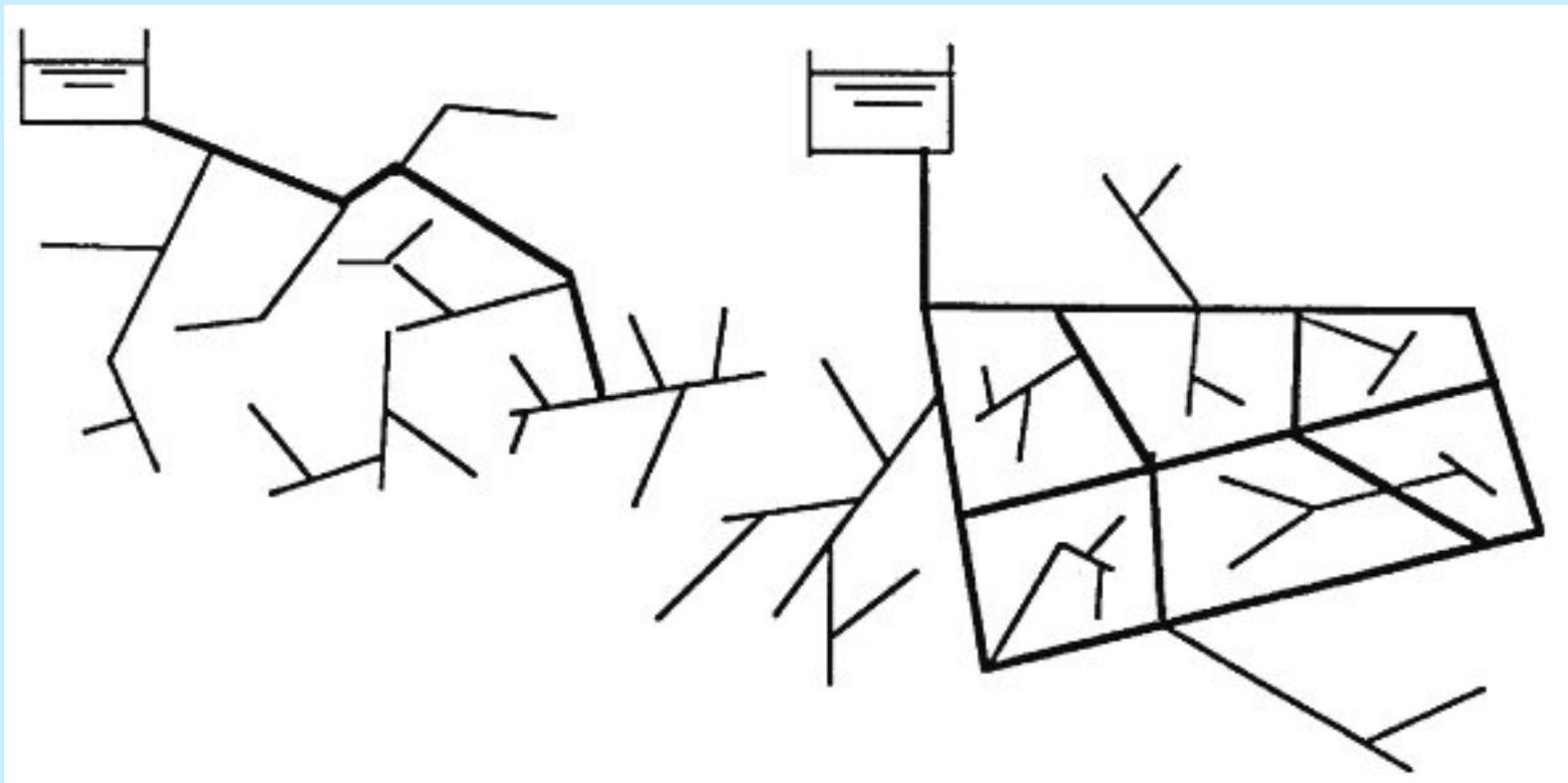
Conduites en parallèle



Conduite à soutirage continu

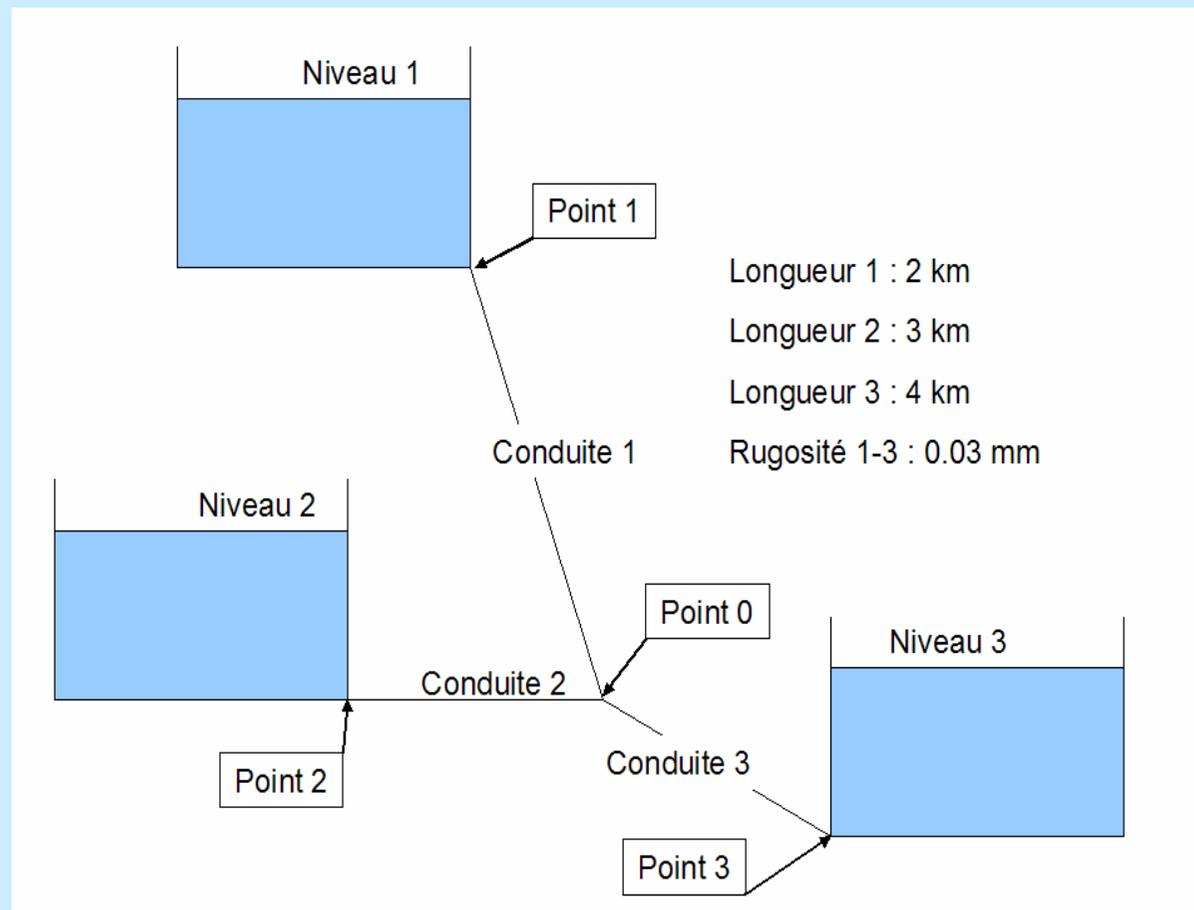


## Réseaux ramifié et maillé

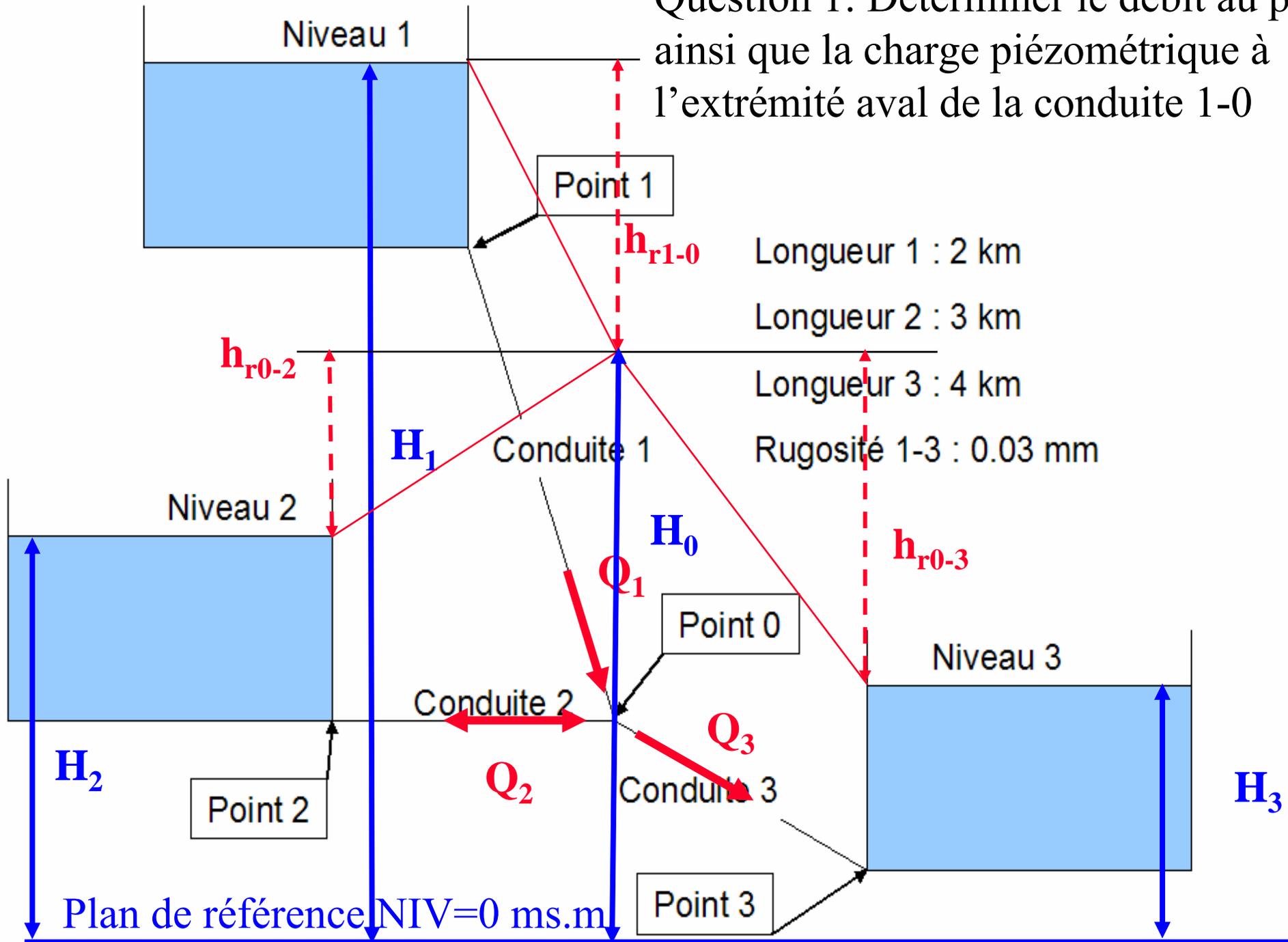


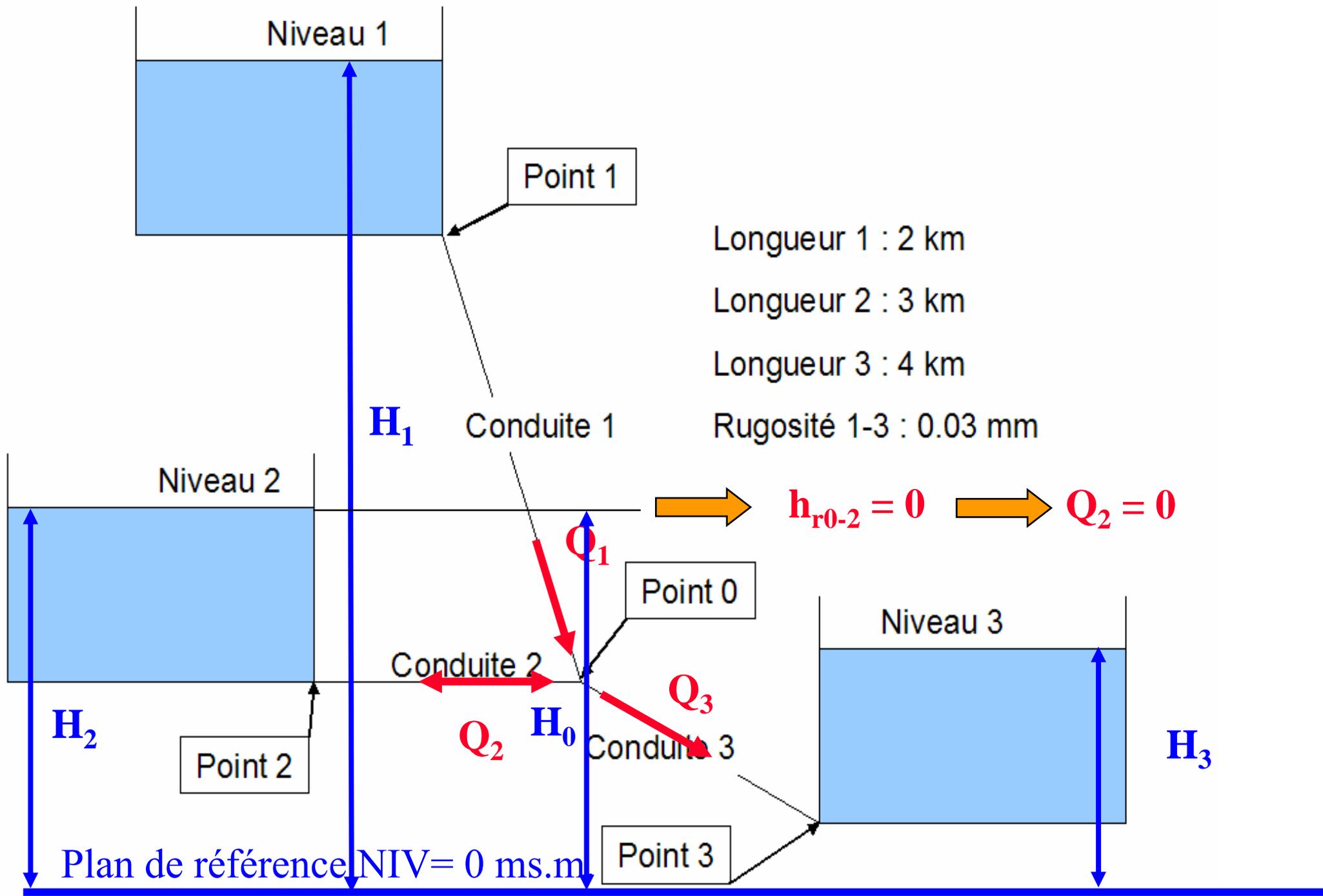
### Exercice 2

Cas N°	D1 [mm]	D2 [mm]	D3 [mm]	NIV1 [m s.m.]	NIV2 [m s.m.]	NIV3 [m s.m.]	n [%]
2	100	175	150	500	450	400	50

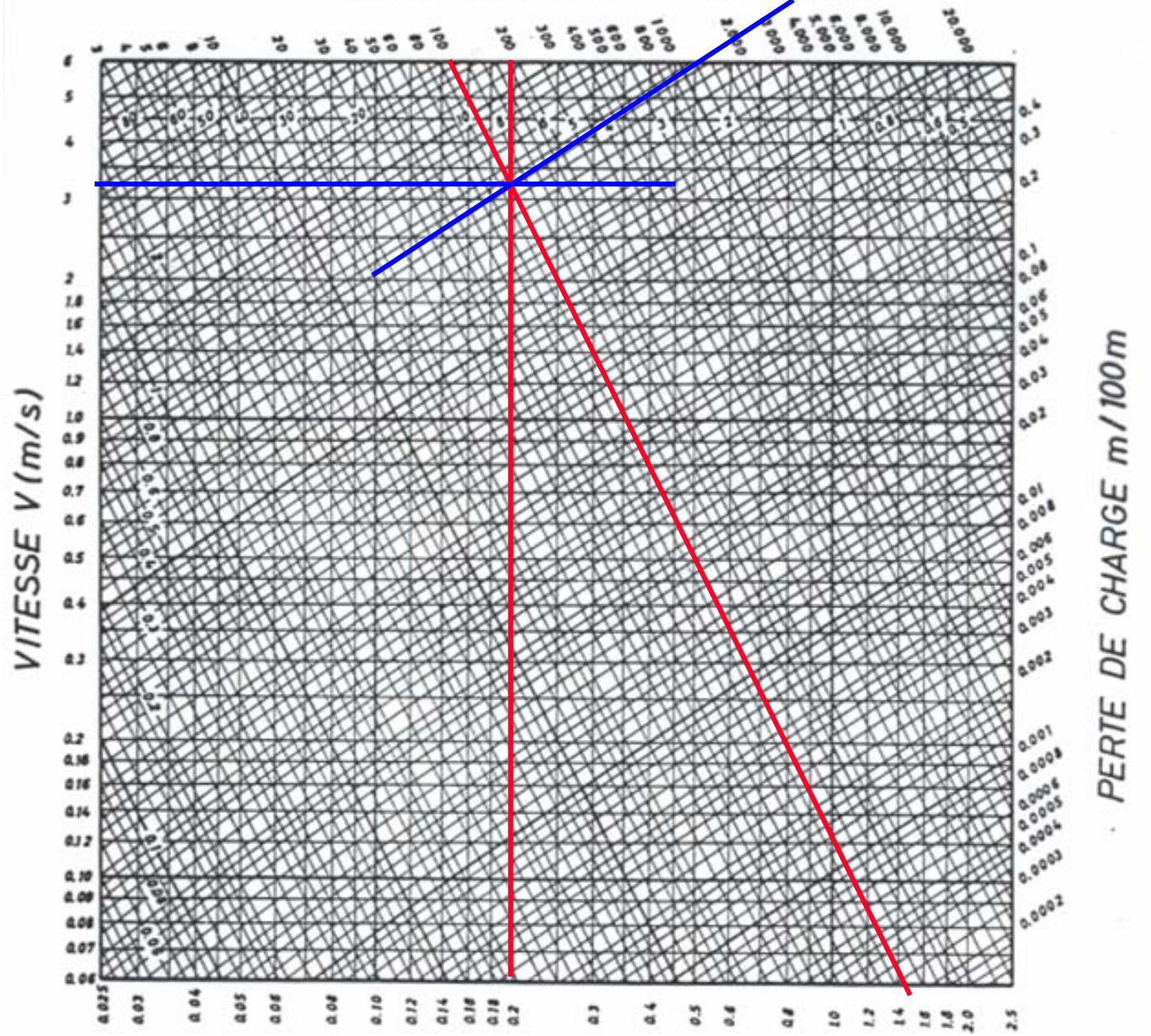


Question 1: Déterminer le débit au point 3 ainsi que la charge piézométrique à l'extrémité aval de la conduite 1-0





DEBIT Q (l/s) pour tuyaux pleins

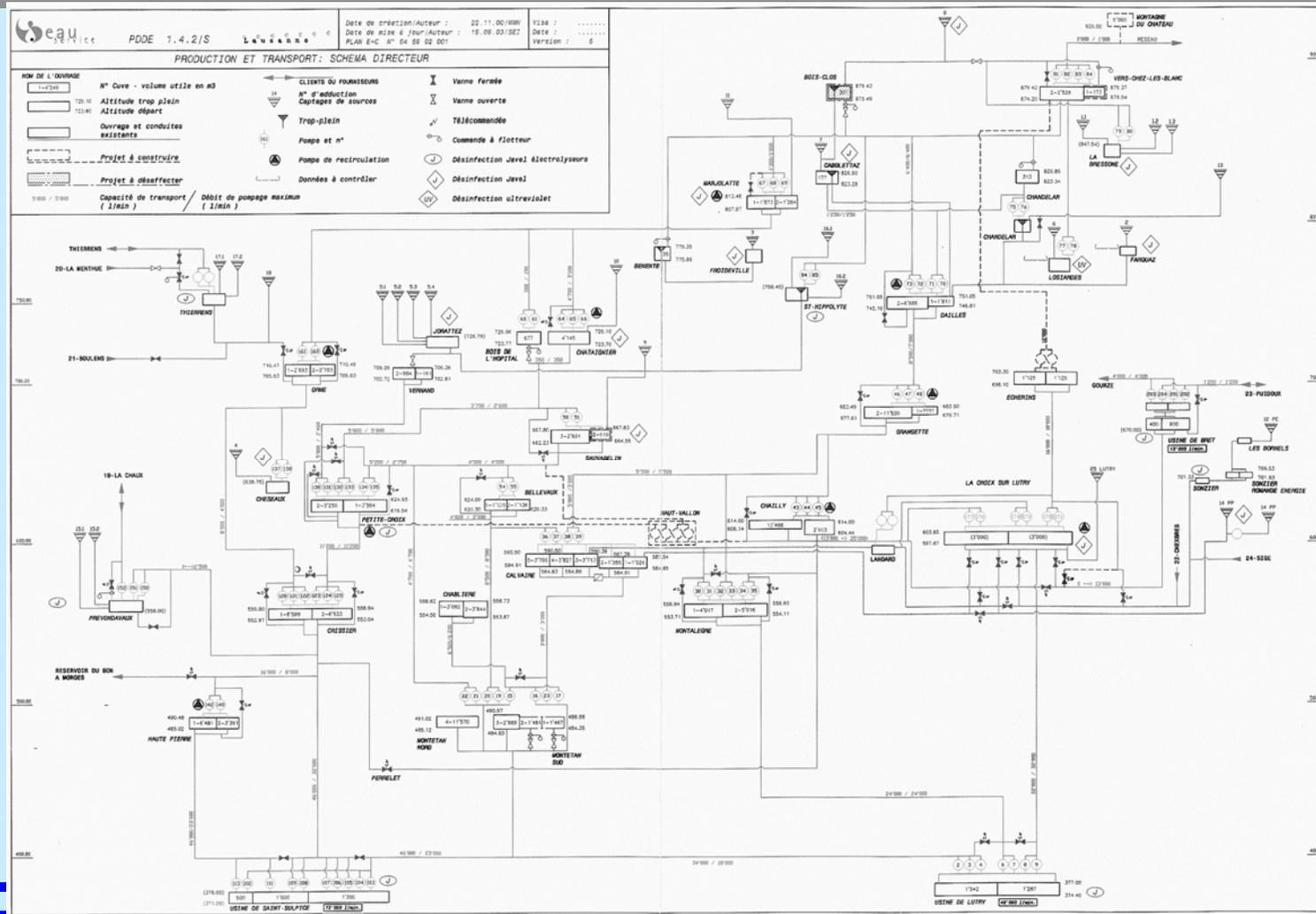


$\epsilon = 0.03\text{mm}$

DIAMETRE D (m)

Fig. 1/4/P  
Eau à 15°C

### Exemple du réseau d'eau potable de Lausanne



## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

Explication du fichier Excel « colebrook-macro »

### Paramètres d'entrée fixes:

- \* Diamètre  $D$  de la conduite
- \* Longueur  $L$  du tronçon
- \* Rugosité  $k_s$  de la conduite

Q [m <sup>3</sup> /s]	0.05
D [m]	0.25
L [m]	4000
$k_s$ [m]	0.00003
S [m <sup>2</sup> ]	0.0491
U [m/s]	1.019
Epsilon	0.0001
Reynolds	254648
<b>Coeff. frott.</b>	<b>0.0160</b>
<i>Pertes de charge linéaires</i>	
<b>dH<sub>L</sub> [m]</b>	<b>13.510</b>

## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

Explication du fichier Excel « colebrook-macro »

### Paramètres calculés par le fichier:

- \* Section  $S$  de la conduite
- \* Vitesse d'écoulement  $U$
- \* Rugosité relative  $\varepsilon$
- \* Nombre de Reynolds  $Re$

→ Coefficient de frottement

→ Perte de charge

Q [m <sup>3</sup> /s]	0.05
D [m]	0.25
L [m]	4000
k <sub>s</sub> [m]	0.00003
S [m <sup>2</sup> ]	0.0491
U [m/s]	1.019
Epsilon	0.0001
Reynolds	254648
<b>Coeff. frott.</b>	<b>0.0160</b>
<i>Pertes de charge linéaires</i>	
<b>dH<sub>L</sub> [m]</b>	<b>13.510</b>

## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

Explication du fichier Excel « colebrook-macro »

**Calcul effectué par la macro:**

Coefficient de frottement à partir de

- \* Rugosité relative  $\varepsilon$
- \* Nombre de Reynolds  $Re$

$$\varepsilon = \frac{k_s}{D}$$

$$Re = \frac{V \cdot D}{\nu}$$

$$f = f(\varepsilon, R)$$

## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

Explication du fichier Excel « colebrook-macro »

### Calcul effectué par la macro:

Trois cas:

1.  $\varepsilon < 0$ ,  $Re < 0$  ou  $\varepsilon > 3$  → pas possible → valeur de  $f = -1$
2.  $Re = 0$  →  $U = 0$  → pas de frottement
3.  $Re \neq 0$  → calcul de  $f$

## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

Explication du fichier Excel « colebrook-macro »

**Calcul effectué par la macro:**

Cas 3:            Si  $Re < 2500 \rightarrow$  écoulement laminaire     $f = \frac{64}{Re}$

Si  $Re > 2500 \rightarrow$  écoulement turbulent

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left[ \frac{\varepsilon}{3.71} + \frac{2.51}{R \cdot \sqrt{f}} \right]$$

(Formule de Colebrook and White pour conduites commerciales)

## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

Explication du fichier Excel « colebrook-macro »

### Calcul effectué par la macro:

Résolution de Colebrook and White par itération

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \cdot \log \left[ \frac{\varepsilon}{3.71} + \frac{2.51}{R \cdot \sqrt{f}} \right]$$

- \* Valeur initiale pour  $f=0.01$
- \* Calcul de la différence entre les deux termes de l'équation
- \* Itérations jusqu'à ce que cette différence soit plus petite que  $10^{-9}$   
(Formule de Newton)

## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

Explication du fichier Excel « colebrook-macro »

### Calcul effectué par la macro:

```
If Epsilon < 0 Or Reynolds < 0 Or Epsilon > 3 Then
  'problème
  f = -1
Else
  If Reynolds = 0 Then
    'La vitesse est certainement nulle
    f = 0
  Else
    If Reynolds < 2500 Then
      'domaine laminaire
      f = 64 / Reynolds
```

## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

Explication du fichier Excel « colebrook-macro »

**Calcul effectué par la macro:**

```
Else
  'domaine turbulent
  f1 = 0.01 'valeur initiale
  Dans = Epsilon / 3.7 + 2.51 / Reynolds / Sqr(f1)
  Fdef = Sqr(1 / f1) + 2 * Log(Dans) / Log(10)
  Fprimedef = -1 / 2 / (f1 ^ 1.5) - 2.51 / Log(10) / Dans / Reynolds / (f1 ^ 1.5)

Do
  f1 = f1 - Fdef / Fprimedef 'formulde de Newton
  Dans = Epsilon / 3.7 + 2.51 / Reynolds / Sqr(f1)
  Fdef = Sqr(1 / f1) + 2 * Log(Dans) / Log(10)
  Fprimedef = -1 / 2 / (f1 ^ 1.5) - 2.51 / Log(10) / Dans / Reynolds / (f1 ^ 1.5)
Loop Until Abs(Fdef) < Prec
f = f1
End If
```

## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

Explication du fichier Excel « colebrook-macro »

### Deux possibilités de calcul:

Détermination des pertes de charge à partir du débit

→ entrer Q → macro pour f →  $\Delta h_f = f \cdot \frac{v^2}{2g} \cdot \frac{L}{D}$

Trouver le débit pour une perte de charge donnée

→ Solver (valeur cible  $dH_L$ , en modifiant Q)

Q [m <sup>3</sup> /s]	0.05
D [m]	0.25
L [m]	4000
k <sub>s</sub> [m]	0.00003
S [m <sup>2</sup> ]	0.0491
U [m/s]	1.019
Epsilon	0.0001
Reynolds	254648
<b>Coeff. frott.</b>	<b>0.0160</b>
<b>Pertes de charge linéaires</b>	
<b>dH<sub>L</sub> [m]</b>	<b>13.510</b>

## Exercice 2

Écoulement en charge dans un réseau d'alimentation en eau potable

### Informations supplémentaires, questions

Assistants au LCH pour l'exercice 2

- Erica Camnasio
- Ana Da Costa
- Violaine Dugué
- José Pedro Gamito De Saldanha
- Tamara Ghilardi