CHAPITRE 3. RESEAUX DE DISTRIBUTION DES EAUX

3.1.GENERALITES

Le réseau d'eau potable est un ensemble d'installations hydrauliques qui permet de véhiculer l'eau potable depuis le réservoir jusqu'aux abonnés. Cet ensemble peut comporter :

- Réservoir(s)
- Conduites de différents diamètres et natures
- Accessoires et pièces spéciales comme les Vannes, Té; Coudes,Cônes de réduction, ventouses … etc
- Branchements
- Ouvrages annexes (regards, bouches à clé etc**…)**

Lors de la conception d'un réseau, il est important d'identifier et prendre en compte les situations les plus critiques afin que le réseau dans de telles situations se comporte de façon satisfaisante. On peut citer les situations suivantes :

- Consommation de pointe horaire
- Consommation journalière maximale durant un ou plusieurs incendies
- Consommation journalière maximale en cas de casse d'une conduite secondaire ou principale
- Situations particulières

On s'assure ainsi qu'un réservoir d'équilibre peut être rempli durant la période prévue à cette fin, notamment la nuit, lorsque la consommation est minimale, etc.…

Un réseau de distribution véhicule de l'eau à partir d'un réservoir en vue de l'alimentation des abonnés

Les canalisations doivent présenter un diamètre suffisant de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol comparable avec la hauteur des immeubles. Les canalisations sont calculées avec le débit de pointe.

La conception d'un réseau d'alimentation en eau potable passe par plusieurs phases comme montré dans la figure 3.1. Les réseaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Assurer l'amenée de l'eau dans tous les points du réseau pour tous les consommateurs avec une pression et un débit suffisant

- Les conduites doivent faire passer les plus grands débits par rapport au débit de cepoint
- Les réseaux doivent assurer l'amenée de l'eau constamment
- Les prix des ouvrages d'A.E.P doivent être minimaux

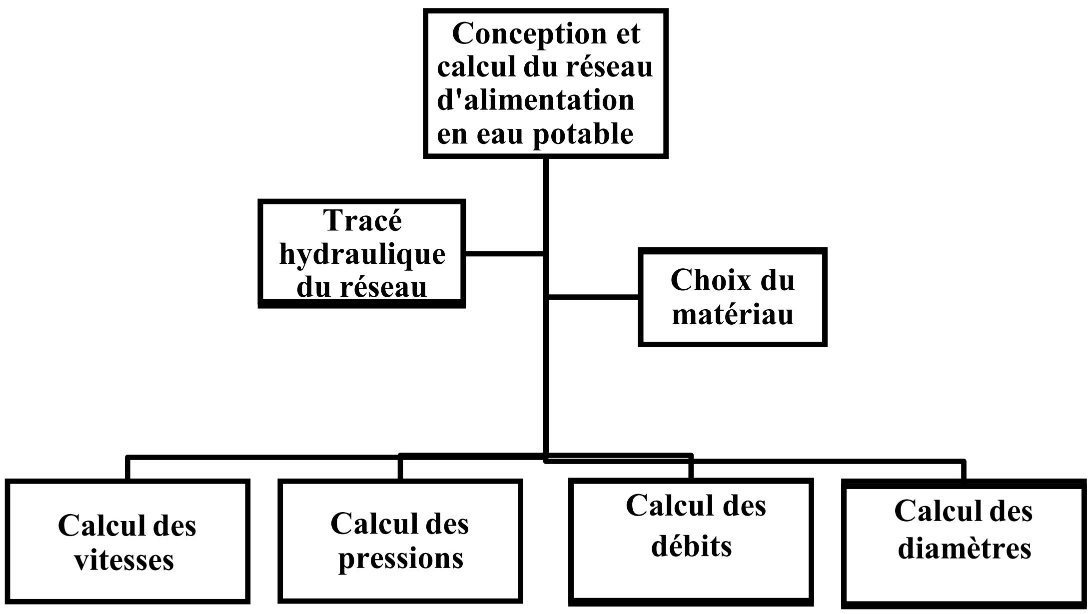


Figure 3. 1. Dimensionnement d'un réseau d'alimentation en eau potable

3.2.TYPE DE RESEAU.

On distingue principalement le réseau ramifié, le réseau maillé et le réseau étagée.

3.2.1. Le réseau ramifié

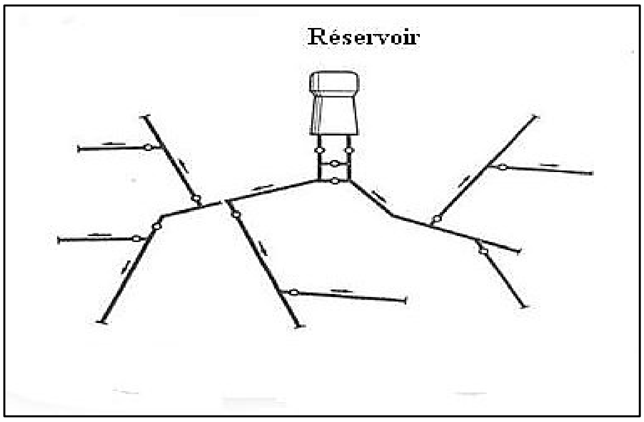


Figure 3. 2. Le réseau ramifié

Les réseaux ramifiés sont économiques mais les conduites ne comportent aucune alimentation. Il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident dans la conduite principale prive l'eau tous les abonnés en aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales vu que le type d'habitation est dispersé et aéré par la présence d'espace ou de terrains agricoles.

3.2.2.Le réseau maillé

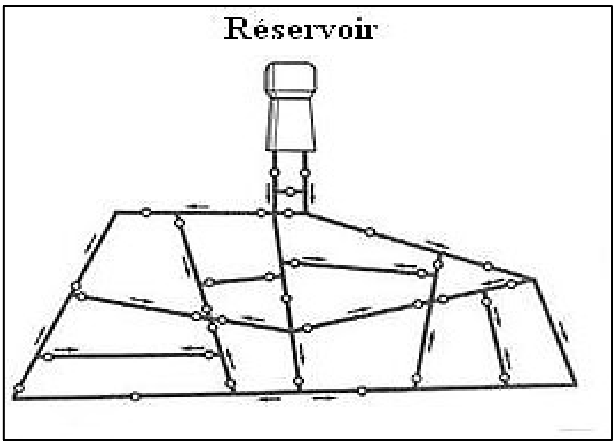


Figure 3. 3. Le réseau maillé

Les réseaux maillés permettent une alimentation en retour. En cas d'accident, une simple manœuvre des robinets permet d'isoler les tronçons atteints et poursuivre une alimentation des abonnées en aval, ce réseau est plus coûteux mais meilleur que le réseau ramifié

3.2.3. Les réseaux étagés

En zone accidentée, il est possible de construire les réseaux indépendants avec des pressions limitées aux environ de 60 mètres de colonne d'eau
Lorsque le secteur à alimenter s'étend sur une dénivellation trop importante, l'alimentation à partir d'un seul réservoir peut être à l'origine de pressions trop élevées en bas du réseau. Des réservoirs intermédiaires doivent alors être intercalés, ce qui permet de diviser le réseau en sous-réseaux d'une dénivellation satisfaisante. Ces réservoirs peuvent être alimentés par la même source, avoir leur propre alimentation, ou même être reliés entre eux.

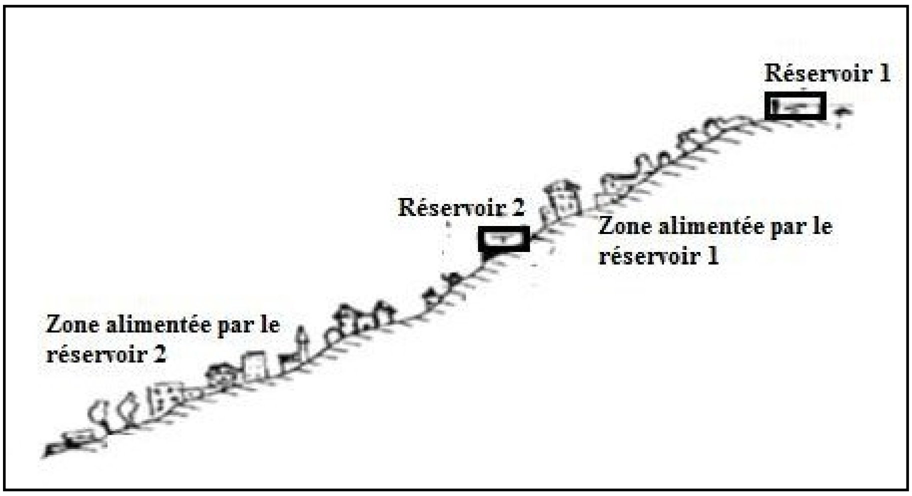


Figure 3. 4. Le réseau étagé

3.2.4. Le réseau mixte

Un réseau mixte (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville.

3.3. CALCUL DES CONDUITES D'UN RESEAU

3.3.1. Position du problème

Nous avons deux (02) cas :

Premier cas : la conduite AB n'assure aucun service en route

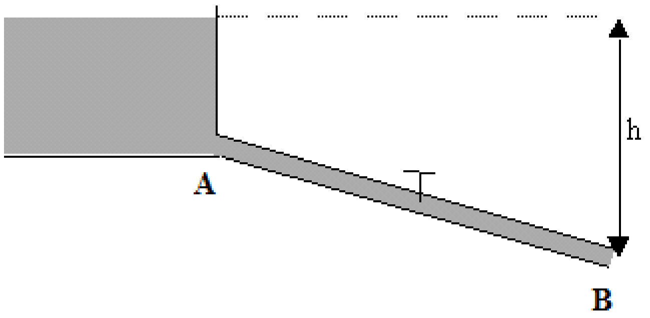


Figure 3. 5. Cas de la conduite sans service en route

Deuxième cas : la conduite AB assure un service en route

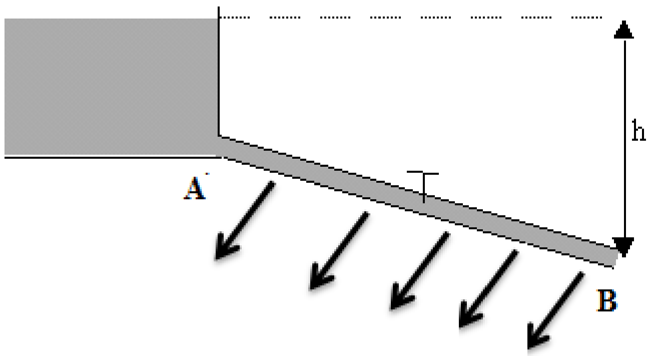


Figure 3. 6. Cas de la conduite avec service en route

Lorsqu'il s'agit du calcul du réseau de distribution, en plus du débit d'extrémité appelé aussi débit aval ; la conduite doit pouvoir distribuer à son parcours l'eau aux abonnés par les nombreux branchements raccordés sur elle : c'est le débit de route

Dans un projet, le débit de route est calculé en fonction du nombre d'usagers à desservir au moment de la pointe et cela en supposant ce débit uniformément réparti sur la longueur L

Q : débit nécessaire au tronçon

Q/L : débit unitaire

Exemple : calcul d'un tronçon AB

Q = 15 l/s

A • ———————————— B • → P

La conduite AB assure un débit total Q = 15 l/s uniformément répartis sur son parcours et d'autre part le débit aval P = 10 l/s est nécessaire pour alimenter les voies en aval

Quel est le débit que doit transiter la conduite AB

P : débit d'extrémité ou débit aval, ce débit passe nécessairement dans la conduite AB
Sans être consommé

Soit calculer AB avec le débit en B : 15+10 =25 l/s Q = 15 l/s

Q = 25 l/s → Φ = 0.200 m soit 200 mm

C'est un grand diamètre puisque 15 l/s seront consommés avant d'arriver en B. C'est à dire la conduite est surdimensionnée

Donc il faut calculer AB avec un débit inférieur. Quel est ce débit ?

Il faut chercher la perte de charge dans AB en supposant :

- Un débit uniformément reparti : Q/L
- La conduite a une forme linéaire

3.3.2.Détermination de la relation entre le débit d'extrémité et le débit de route

3.3.2.1.Détermination de la perte de charge

$J = \lambda \frac{L.V^2}{2.g.D}$ *Avec* $V = Q / S$

$S = \pi.D^2 / 4 \rightarrow V^2 = 16.\ Q^2 / \pi^2 .D^4$

$$J = \lambda \frac{L.16Q^2}{2.g.D.D^4.\pi^2}$$

$$J = \lambda \frac{L.16Q^2}{2.g.D^5.\pi^2}$$

Posons que :

$R = \lambda \frac{L.16}{2.g.D^5.\pi^2}$ d'où $J = R.\ Q^2$

On a la perte de charge unitaire $j = \lambda \frac{l.V^2}{2.g.d}$

Donc :

$$j = (R / L).\ Q^2$$

3.3.2.2.Détermination de l'équation de la courbe piézométrique

Soit :

L'expression de la perte de charge unitaire $j = (R / L).\ Q^2$

I : un point quelconque sur AB

D : diamètre constant de A à B

Le réservoir concrétise la charge au point

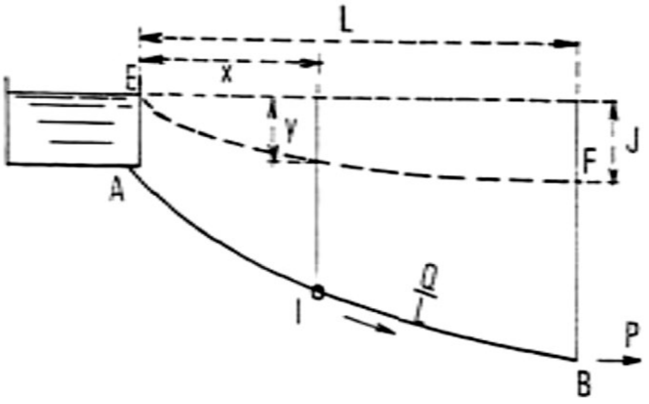


Figure 3. 7. conduite débitant Q/L uniformément et P à son extrémité

En A : le débit est Q+P

En AI : le débit est Q.X / L

En I, il reste le débit [Q – ((Q – X) / L)] + P ou Q(1-X/L)+P

Supposant le débit constant sur une longueur infinitésimal dx, la perte de charge correspondante sera :

$$dy = R/L\,\{[Q - (Q - X)/L] + P\}^2\,dx$$

R/L étant la résistance unitaire de la conduite

En développant la relation ci-dessus, on aura :

$$dy = \frac{R}{L}\left[Q^2\left(1 + \frac{x^2}{L^2} - \frac{2x}{L}\right) + P^2 + 2QP\left(1 - \frac{x}{L}\right)\right]dx$$

En intégrant et en ordonnant nous avons :

$$y = \left[\frac{R.Q^2}{3L^3}x^3 - \frac{RQ}{L^2}(P+Q)x^2 + \frac{R}{L}(P+Q)^2 x\right] + c$$

Pour X = 0 Y = 0 C = 0

Pour X = L Y = J

$$J = \{[R.Q^2/3L^3].L^3 - [R.Q(P+Q)/L^2].L^2 + [R(P+Q)^2]/L].L\}$$

En simplifiant par les L, on aura :

$$J = [R.Q^2/3] - [R.Q(P+Q)] + [R(P+Q)^2]$$

On développe :

$$J = R.Q^2/3 - R.Q.P - R.Q^2 + R(P^2 + Q^2 + 2P.Q)$$

$$J = R.Q^2/3 - R.Q.P - R.Q^2 + R.P^2 + R.Q^2 + 2R.P.Q$$

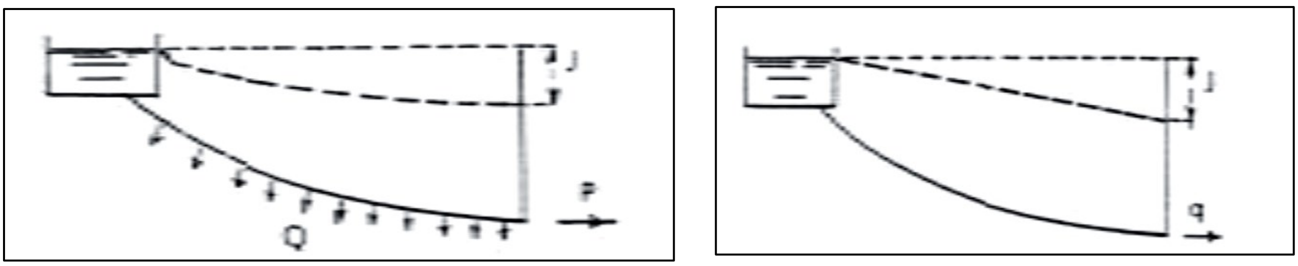
On simplifie :

$$J = R.Q^2/3 - R.Q.P + R.P^2 + 2R.P.Q$$

$$J = R.Q^2/3 + R.P^2 + R.P.Q$$

$$J = R(Q^2/3 + P^2 + P.Q)$$

Nous chercherons quel serait ce débit fictif d'extriméte q qui donnerait uine perte de charge équivalente à celle produite par l'ensemble du débit Q supposé uniformiment réparti et du débit P d'éxtriméte, il faut ramener le problème définit par le schéma **a** à celui représenté par le schéma de la figure **b**



a b

Figure 3.8 : Dans ce deux schémas, J reste la même

$$R.q^2 = R(.Q^2/3 \quad + P^2 + P.Q)$$

En simplifiant par R , on aura :

$$q^2 = Q^2/3 \quad + P^2 + P.Q$$

$$q = \sqrt{P^2 + PQ + \frac{Q^2}{3}}$$

Or, l'expression sous le radial est supérieur à

$$\left(P + \frac{Q}{2}\right)^2$$

donc $q > P + 0.5Q$

De même, elle est plus petite que

$$\left(P + \frac{Q}{\sqrt{3}}\right)^2$$

Donc $q < P + 0.57Q$

En définitive, on peut prendre :

q = P + 0.55 Q

3.3.3.Expression des pertes de charges

Les pertes de charges linéaires se produisent dans les tuyaux sans singularités D'après Nikuradse, on a :

$$J = \lambda \frac{L.V^2}{2.g.D} = \Delta H$$

ΔH : perte de charge exprimée en hauteur d'eau

λ : coefficient de perte de charge (sans dimension)

L : longueur de la conduite en mètre

V : vitesse moyenne d'écoulement en m/s

g : accélération de la pesanteur (9.81 m/s^2)

Q : débit dans la conduite

Sachant que Q = V.S et faisant les remplacements nécessaires :

$$\Delta H = \lambda \frac{L.16Q^2}{2.g.D^5.\pi^2}$$

$$\Delta H = \lambda \frac{L.8.Q^2}{g.D^5.\pi^2}$$

En terme de pression, on aura : $\Delta P = \rho.g.\Delta H$

Soit :

$$\Delta P = \rho.g.\lambda \frac{L.8.Q^2}{g.D^5.\pi^2}$$

λ est donné par les tables de manuels ou par les constructeurs des différents types de tuyauxλ peut s’exprimer en fonction de la rugosité du tuyau

Formule de Karman, Prandt et Nikuradse

$1 / \sqrt{\lambda} = 1.74 + 2 \log_{10} (D / 2k)$

k est une dimension approximative des aspérités intérieure de la conduite

k varie aussi avec la durée de vie de la conduite

pour une conduite lisse, on applique la formule de Blasius : $\lambda = 0.316 / Re^{1/4}$

Alternativement, on utilise les formules :

Perte de charge totale : $J = \Delta H$

Perte de charge unitaire : $j = J/L$

Formule de Colebrook donné par :

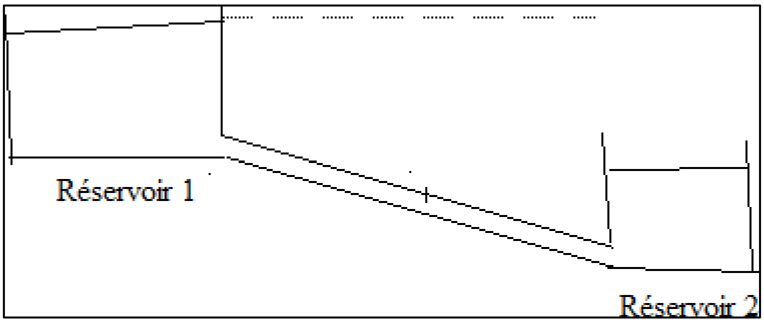
$1 / \lambda = - 2 \ln [(k / 3.7D) + (2.51 / Re \sqrt{\lambda})]$

k : coefficient de rugosité

Re : nombre de Reynolds

Koch et Vibert ont dressé un tableau des pertes de charges en fonction des débits pour différents diamètres et pour deux valeurs de k : $k = 10^{-4}$ m et $k = 2.10^{-3}$ m

En générale, seuls le débit et la longueur sont connus ; la longueur est donnée par le tracé dela conduite. Entre deux réservoirs, l’eau arrive sous pression, toute la charge étant absorbée par les frottements



$[Z_1 + (P_1 / \rho.g) + V_1^{\,2} / 2g] - [Z_2 + (P_2 / \rho.g) + V_2^{\,2} / 2g] = J_{1\text{-}2}$

Cote de départ et cote d'arrivée étant imposées, on recherche dans le tableau le diamètre qui donne le débit avec une perte de charge J (J= j.L)

On vérifie que la vitesse V dans la conduite reste comprise entre 0.5 et 1.5 m/s

V < 0.5 m/s formation de dépôt et d'air

V > 1.5 m/s risque du coup de bélier

Pour les vieilles conduites $k = 2.10^{-3}$ m

Pour les conduites nouvelles $k = 10^{-4}$ m

Dupont préconise :

Conduite d'adduction : $k = 4.10^{-4}$ m

Conduite courte (quelques mètres) : $k = 10^{-4}$ m

Conduite du réseau de distribution : $k = 10^{-3}$ m

En tenant compte de l'accroissement de la consommation avec présence possible de dépôts : $k = 2.10^{-3}$ m

Dupont donne les coefficients à appliquer aux pertes de charges lues dans les colonnes de $k = 2.10^{-3}$ m en vu d'obtenir les pertes de charge pour les valeurs de $k = 10^{-3}$m et $k = 4.10^{-4}$ m cas où l'une des deux cotes d'arrivée ou de départ est imposée (cas fréquent)

3.3.4.Lecture de la table de COLEBROOK

Par exemple pour **un débit de 8.12 l/s**, cherchez le débit correspondant dans les tables de Colebrook – pour des valeurs de vitesses acceptables entre 0.5 m/s < v < 1.5 m/s

Idéalement la valeur de la vitesse la plus proche possible de 1 m/s

Dans le tableau, le débit **de 8.12 l/s** est compris entre 8.09 l/s et 8.54 l/s (surlignage jaune) prenez la perte de charge correspondante pour k =0.1 mm

Par exemple pour 8.09 l/s, la perte de charge est de 8.75 **m/km** et déduire le diamètre en haut (surlignage vert) et la vitesse est de 0.9 m/s

Si la valeur du débit calculé est éloignée de la valeur de la table, il faudrait faire l'interpolation

Tableau 4.1 Extrait de la table de Colebrook

	Diamètre intérieur : 100 mm				Diamètre intérieur : 107 mm			
Vitesse (m/s)	Débit (l/s)	Perte de charge (mCE/km) k = 0,05 mm	k = 0,1 mm	k = 0,5 mm	Débit (l/s)	Perte de charge (mCE/km) k = 0,05 mm	k = 0,1 mm	k = 0,5 mm
0,10	0,79	0,17	0,18	0,20	0,90	0,16	0,16	0,18
0,15	1,18	0,35	0,36	0,42	1,35	0,32	0,33	0,39
0,20	1,57	0,58	0,60	0,72	1,80	0,54	0,55	0,66
0,25	1,96	0,87	0,90	1,10	2,25	0,80	0,82	1,01
0,30	2,36	1,20	1,25	1,56	2,70	1,10	1,15	1,43
0,35	2,75	1,58	1,65	2,10	3,15	1,46	1,52	1,92
0,40	3,14	2,01	2,11	2,71	3,60	1,85	1,94	2,48
0,45	3,53	2,49	2,62	3,40	4,05	2,29	2,41	3,11
0,50	3,93	3,02	3,18	4,16	4,50	2,77	2,92	3,81
0,55	4,32	3,59	3,80	5,01	4,95	3,30	3,49	4,59
0,60	4,71	4,20	4,46	5,93	5,40	3,87	4,10	5,43
0,65	5,11	4,86	5,18	6,93	5,84	4,47	4,76	6,35
0,70	5,50	5,57	5,95	8,01	6,29	5,13	5,46	7,33
0,75	5,89	6,32	6,76	9,16	6,74	5,82	6,22	8,39
0,80	6,28	7,12	7,63	10,40	7,19	6,55	7,01	9,52
0,85	6,68	7,97	8,55	11,71	7,64	7,33	7,86	10,72
0,90	7,07	8,85	9,52	13,09	8,09	8,14	8,75	11,99
0,95	7,46	9,78	10,55	14,55	8,54	9,00	9,69	13,33
1,00	7,85	10,75	11,62	16,10	8,99	9,89	10,68	14,74
1,05	8,25	11,77	12,74	17,72	9,44	10,83	11,71	16,22
1,10	8,64	12,84	13,92	19,41	9,89	11,81	12,79	17,78
1,15	9,03	13,95	15,14	21,19	10,34	12,83	13,92	19,40
1,20	9,42	15,10	16,42	23,04	10,79	13,89	15,09	21,10
1,25	9,82	16,29	17,74	24,97	11,24	14,99	16,31	22,86
1,30	10,21	17,53	19,11	26,98	11,69	16,12	17,57	24,70

Application

Q = 160 l/s

J = 4.00 m

L = 2000 m

k = 2.10^{-3} m

On calcule : j = J/L = 4/2000 = 0.002

On consulte les tableaux de Colebrook, on trouve une valeur approximative de j

j = 0.0019 pour un diamètre D = 0.500 m, on vérifie la vitesse v = 0.8 m/s

$0.5\ m/s < v < 1.5\ m/s \rightarrow$ valeur acceptable