

Introduction :

L'adduction est le transfert de l'eau de la source naturelle ou de la station de traitement vers les réservoirs de distribution. On distingue généralement deux types d'adduction:

- adduction gravitaire (écoulement à surface libre ou en charge) : quand la cote source est supérieure à la cote du réservoir.
- adduction par refoulement (écoulement en charge seulement) par pompage en utilisant une station de pompage.

L'adduction gravitaire s'effectue, soit par aqueduc, soit par conduite forcée ou en charge. Avec des aqueducs (ou des canaux à ciel ouvert), l'écoulement est à surface libre, c'est-à-dire sans pression, grâce à la pente, il est généralement uniforme sur tout le parcours, que l'on aura étudié pour pouvoir transiter le débit voulu :

- faible pente et sensiblement constante
- les aqueducs ne doivent pas se mettre en charge
- longueurs des aqueducs généralement grandes
- faible vitesse donc grande section transversale
- systèmes particuliers selon topographie naturelle: sur arcades, en siphon, tunnel.
- des pertes possibles d'eau: évaporation, infiltration possible
- qualité des eaux: possibilité de drainage de la pollution

Avec des conduites en charge, l'écoulement est à section pleine, c'est-à-dire sous pression.

Ce mode d'adduction a les avantages suivants :

- permet d'avoir des vitesses plus grandes que dans le cas des aqueducs
- l'eau est isolée du milieu extérieur: moins de pertes et pas de risque de pollution
- pas de contraintes en ce qui concerne la pente de la conduite

Il est évident que, dans ces conduites en charge, la perte de charge est plus importante que dans les aqueducs.



2 - Adduction gravitaire en charge:

Ce sujet étant largement développé dans le cours d'hydraulique, nous nous contenterons de quelques rappels et quelques applications aux réseaux d'eau.

2.1- Charge hydraulique:

Rappelons que la charge hydraulique (en m) dans une section quelconque d'une conduite est définie par:

$$H = \alpha \frac{V^2}{2g} + \frac{P}{\rho g} + Z$$

U est la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (= débit / section), en m/s

P est la pression moyenne dans la conduite, en Pa

g est l'accélération de la pesanteur (= 9,81 m/s²)

z est la cote moyenne de la conduite, en m

p est la masse volumique de l'eau (:1000 Kg/m³)

α est un coefficient dû à la non homogénéité des vitesses dans la section (presque 1,05), nous le prendrons, dans la suite, égal à 1.

Soit H₁ la charge hydraulique dans la section S₁ et H₂ dans la section S₂, le théorème de Bernoulli, pour un fluide réel, permet d'écrire :

$$H_1 = H_2 + \Delta H$$

Où ΔH représente la perte de charge totale entre la section S₁ et S₂. Ces pertes de charge sont en réalité de deux types :

- perte de charge linéaires (ou répartie sur toute la longueur de la conduite): due aux frottements visqueux, turbulents et contre les parois des canalisations.
- perte de charge singulière (ou locale): due aux diverses singularités qui peuvent être placées le long de la canalisation.

2.2 - Perte de charge linéaire:

On définit la perte de charge linéaire ΔH (en m) par :

1. l'expression universelle suivante (formule dite de Darcy-Weisbach) :

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

Soit une perte de charge par mètre de longueur de la conduite $j = \frac{\Delta H}{L} = \frac{\lambda}{D} \frac{V^2}{2g}$

Où L est la longueur totale de la conduite (en m) et λ est le coefficient de perte de charge. Ce coefficient est donné en fonction du nombre de Reynolds ($Re = V D / v$) et de la rugosité relative ε/D, ε étant la rugosité de la conduite et v est la viscosité cinématique de l'eau (pour l'eau, v : 10^{-6} m²/s).



Sans citer toutes les expressions de $\lambda = f(Re \text{ et/ou } \varepsilon/D)$ proposées (Poiseuille en laminaire, Prandtl en turbulent lisse et Nikuradse en turbulent rugueux, ...) et représentées par le diagramme logarithmique de Moody (voir ANNEXE), nous rappelons seulement la formule générale de Colebrook :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{\varepsilon}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}}\right)$$

Laminaire		Formule de poiseuille	$\lambda = 64 / Re$
Turbulent	Lisse	Formule de Blasius	$\lambda = 0.316 Re^{-0.25}$
	Rugueux	Formule de Nikuradse	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{\varepsilon}{3.71D}\right)$
	Généralisé	Formule de Colebrook	$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log\left(\frac{\varepsilon}{3.71 \cdot D} + \frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}}\right)$

2. Formule de Hazen-williams

Formule de Hazen-Williams de calcul de la perte de charge par mètre linéaire d'une conduite en charge :

$$\Delta H = \frac{10.67}{D^{4.87}} \left(\frac{Q}{C_{hw}} \right)^{1.85}$$

C_{hw} : est le coefficient de Hazen-Williams, qui dépend de la rugosité de la conduite, il varie de 80 à 150. Généralement, les valeurs prises sont les suivantes :

116 pour les conduites en béton armé

136 pour les conduites en amiante-ciment

2.3 -Perte de charge singulière:

Les singularités rencontrées sur les canalisations sont généralement des changements de la section de la conduite (élargissements, rétrécissements, diaphragmes, ...) ou des changements de la direction de l'écoulement (coudes, dérivations, robinets, vannes,...). Ces singularités se comportent comme des " ouvrages courts" et provoquent des pertes de charges locales.

La perte de chargé locale (notée ΔH) provoquée par ces singularités peut généralement se mettre sous la forme :

$$\Delta H = K \cdot \frac{V^2}{2g}$$



Où K est un coefficient qui dépend de la forme et des dimensions de la singularité. Nous renvoyons le lecteur au cours d'hydraulique ou à la bibliographie pour les différentes valeurs de ce coefficient pour les singularités les plus rencontrées (par exemple au livre de Lencastre ou celui de Carlier).

Signalons aussi que, dans les réseaux industriels, les pertes de charges singulières sont généralement négligeables devant les pertes de charges linéaires, compte tenu de la longueur importante de ces canalisations.

3.2.4 - Ligne piézométrique et ligne de charge:

La charge hydraulique peut être repartie en deux différentes grandeurs: $H = H^* + H_d$

Avec $H^* = \frac{P}{\rho g} + Z$ et $H_d = \frac{V^2}{2g}$

Où H^* est la "charge statique" et H_d est appelée "charge dynamique".

- **Ligne piézométrique :**

La courbe représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique H^* en fonction de x (le long d'une conduite ou d'une canalisation, suivant le sens de l'écoulement), est appelée la ligne piézométrique.

- **Ligne de charge:**

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge (ou d'énergie). La ligne de charge est déduite de la ligne piézométrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de $(V^2 / 2 g)$.

La perte de charge ΔH entre deux points est alors la différence des cotes de la ligne de charge en ces deux points. La perte de charge fait que la ligne de charge soit toujours descendante.

En pratique, pour les conduites réelles d'adductions, nous pouvons confondre les deux lignes (de charge et piézométrique) puisque le terme de vitesse $(V^2 / 2 g)$ reste généralement faible par rapport à la charge statique.

3.2.5 -Caractéristiques hydrauliques d'une conduite en charge:

La plupart des écoulements industriels se situent, en pratique, en régime turbulent rugueux, où l'expression du coefficient de perte de charge λ . devient indépendante du nombre de Reynolds (formule de Nikuradse, voir ANNEXE 3.1) : $\lambda = f (\epsilon/D)$. L'expression de la perte de charge linéaire devient alors, pour les conduites circulaires et en introduisant le débit Q :



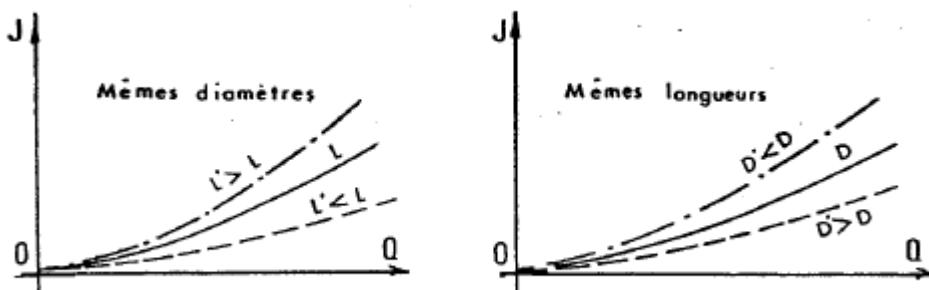
$$\Delta H = \lambda \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} = \frac{8\lambda L}{\pi^2 g D^5} Q^2$$

Soit sous la forme

$$\Delta H = RQ^2$$

Où $R = f(L, \varepsilon, D)$ ne dépend donc que des caractéristiques de la canalisation est appelé la résistance de la conduite.

La courbe ΔH en fonction de Q^2 fournie donc la caractéristique de cette conduite:



3.2.6 - Calcul des réseaux de conduites:

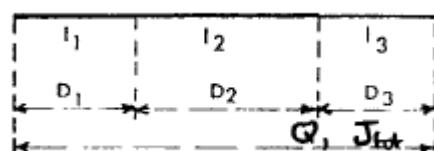
Dans un réseau d'adduction ou de distribution, nous pouvons rencontrer des conduites placées en série et/ou des conduites placées en parallèle.

- **conduites en série:**

Les conduites en série sont traversées par le même débit. La perte de charge totale étant la somme des pertes de charge linéaires et singulières :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = Q_{tot}$$

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_1 + \Delta H_2 + \Delta H_3$$

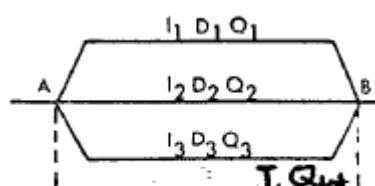


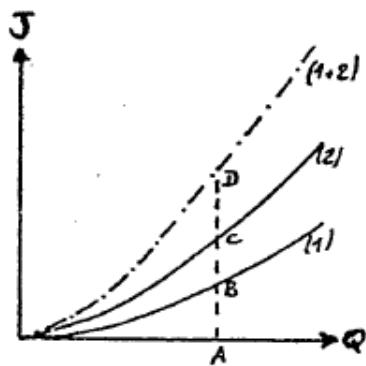
- **Conduites en parallèle :**

Les conduites en parallèles ont la même perte de charge. Le débit total traversant toutes les conduites est la somme des débits :

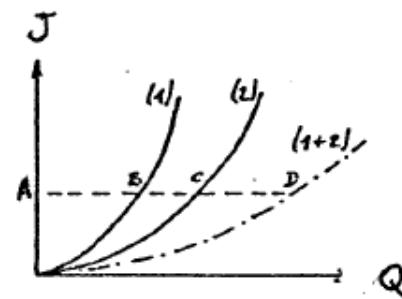
$$Q_1 + Q_2 + Q_3 = Q_{tot}$$

$$\Delta H_{tot} = \Delta H_1 = \Delta H_2 = \Delta H_3$$





en série



en parallèle

3.3 - Adduction Dar refoulement:

Dans une adduction par refoulement, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir de distribution. Les eaux de captage (ou traitées) sont relevées par une station de pompage dans cette conduite de refoulement.

3.3.1 - Caractéristiques des pompes:

Le refoulement des eaux se fait par une station de pompage (ou usine élévatrice). Une station de pompage comporte principalement :

- la salle d'arrivée d'eau (ou bâche d'aspiration)
- la salle des commandes
- la salle des machines, comportant généralement plusieurs groupes élévataires.

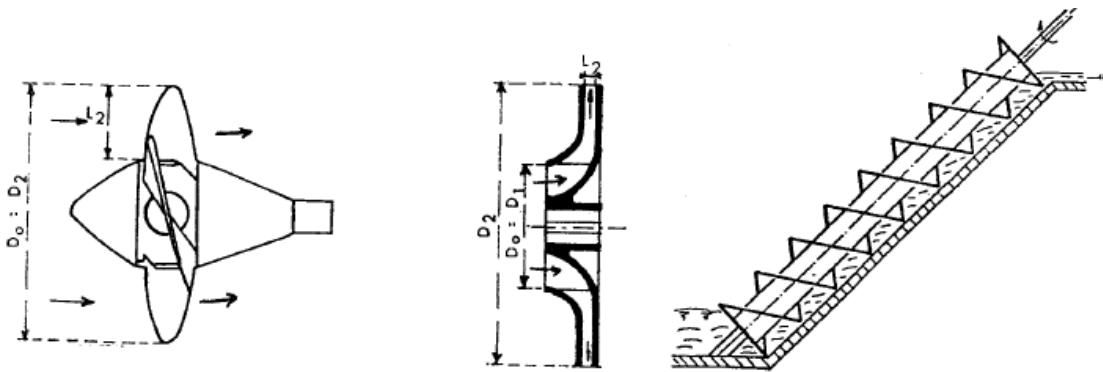
Chaque groupe élévatrice est constitué d'un moteur et d'une pompe. Le moteur, nécessaire à l'entraînement de la pompe, est généralement électrique et rarement thermique (ou diesel).

En ce qui concerne les pompes, on distingue plusieurs types selon la forme de l'énergie donnée à l'eau:

- énergie sous forme potentielle: vis d'Archimède (utilisé dans les réseaux d'assainissement et dans les stations d'épuration), noria
- énergie sous forme de pression: pompes volumétriques ou à piston (faibles débits)
- énergie sous forme de vitesse: pompes axiales et centrifuges (appelées aussi turbopompes).

Ces turbopompes sont actuellement les plus utilisées.





Forme de roue de pompes: **axiale**

centrifuge

Vis d'archimède

Les caractéristiques hydrauliques d'une pompe sont le débit Q, la hauteur de refoulement H, la puissance absorbée Pa, le rendement η et, éventuellement, la capacité d'aspiration NPSH (Net Positive Suction Head).

4. Calcul hydraulique

4.1. Cas gravitaire :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_\epsilon}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_ϵ} : Longueur équivalente des pertes de charge singulières (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K', m et β sont donnés dans le tableau :



Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}}$$

4.2. Cas de refoulement

La perte de charge due au frottement de l'eau dans les conduites varie en sens inverse du diamètre des tuyaux : aussi y a-t-il intérêt à augmenter celui-ci pour diminuer la dépense de force motrice nécessaire au refoulement ; cependant, la dépense d'amortissement de la conduite se trouve ainsi accrue.

On conçoit donc qu'il existe un **diamètre économique** pour lequel la somme de ces deux dépenses est minimale

- **Relation de Bonin)**

$$D_{ec} = \sqrt{Q}$$

- **Relation de Bresse**

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q}$$

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m³/s).

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km

- **formule de Vibert :**

$$D_{ec} = k \left(\frac{e}{f} \right)^{0.154} Q^{0.46}$$

k : Coefficient dépendant du nombre d'heures de marche du groupe, de la durée d'amortissement et du taux d'intérêt de l'investissement.

D = diamètre économique de la conduite en mètres ;

f = prix de la conduite posée par kilogramme ;

n = temps de fonctionnement journalier de la pompe en heures, divisé par 24 ;

Q = débit en mètres cubes par seconde.



e = prix du kilowattheure ;

- ✓ Pour une marche de 24h/24 et pour une durée d'amortissement de la canalisation de refoulement de 50 ans à un taux d'intérêt de 8% ; $k=1,456$
- ✓ Pour une marche de 10h/24 et une durée d'amortissement de la Canalisation de 50 ans à 8 % ; $k=1,27$.

Le diamètre D ainsi déterminé est un diamètre théorique, qui, sauf exception, ne coïncide pas avec un diamètre commercial.

En général, on réalise la conduite au moyen de tuyaux et accessoires du diamètre commercial immédiatement supérieur à D ; on peut aussi faire des calculs de rentabilité sur la base des diamètres commerciaux immédiatement inférieur et supérieur à D , et adopter alors celui d'entre eux qui paraîtra le plus convenable compte tenu des différentes données du problème.

- **formule de Munier :**

$$D_{ec} = (1 + 0.02n) \sqrt{Q}$$

n : Nombre d'heures de pompage par jour

Q : Débit refoulé en m³/s

- **Méthode basant sur le cout de l'énergie et le coût de construction**

La formule qui prend en compte le facteur de consommation est :

$$D_{écon} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}} \dots\dots\dots$$

$$\text{Avec: } C_j = \frac{Q_i}{Q_t}$$

Démonstration de la formule (II.6) :

$$Ct = Cconst + Cexpl \dots\dots\dots(1)$$

Avec : Ci : coût total

$Cconst$: Coût de construction

$Cexpl$: Coût d'exploitation

$$N = \frac{10^3 \times g \times Q}{102\eta} \times (H_g + \Delta H) \dots\dots\dots(2)$$

Avec :

N : puissance de la station de pompage

Hg : la hauteur géométrique entre le niveau dynamique et le niveau de trop plein du réservoir

ΔH : la perte de charge

g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s²)

Q : le débit véhiculé par la conduite

Donc les dépenses d'énergie électrique seront :

$$Et = N * Tst \dots\dots\dots(2')$$

Avec : Et : dépense d'énergie

Tst : temps de fonctionnement de la station de pompage (1 an)

Les dépenses totales sont :



Chapitre 4 adductions des eaux

t : délai d'amortissement des capitaux investis (4 à 8 ans pour le service A.E.P)

Considérons les dépenses d'exploitation qui sont déterminées par la relation suivante :

R : décompte d'amortissement et le coût des travaux de réparation en % du coût de la construction de la canalisation.

Tableau II.2 : La valeur de R en fonction du matériau

Matériau	Acier	Fonte	Amiante ciment
R%	2.4	2.4	5.5

Coût d'énergie : représente les dépenses réduites pour la construction et l'exploitation par année

Evaluation de Cconst :

Le coût de la construction de la conduite est déterminé à l'aide de l'expression suivante

Avec a,b, grandeurs dépendant du type de tuyau, de la profondeur de pose et des type de sol.

α : coefficient tenant compte du lien : investissement-diamètre.

On peut écrire :

$$C_{\text{const}} - a = bD^\alpha$$

Ou bien $\log(C_{\text{const}} - a) = \log b + \alpha \log D$

Les valeurs de a, b, α , en fonction du type de matériau sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Valeurs de a,b,g, en fonction du matériau

Tuyau	α	b	a
Acier	1.4	53	6.9
Fonte	1.6	107	8.4
A. Ciment	1.95	78	11
Plastique	1.95	157	9

Evaluation du cout de l'énergie électrique :

Avec N : puissance de la station de pompage (Kwh)

T : temps de fonctionnement de la station de pompage

σ : Prix de KWh



Chapitre 4 adductions des eaux

δ : Coefficient dépendant de r irrégularité de la consommation et le régime de travail de la station de pompage

Le coefficient δ est donné par la relation suivante :

$$\delta = \frac{1}{K_0 \times K_j \times K_h} \quad \dots \dots \dots \quad ;(6'')$$

Avec :

K_0 : Coefficient d'augmentation annuelle de la consommation d'eau $K_0=1.03$ à 1.04

K_j : Coefficient de variation journalière de la consommation : 1.1 à 1.3

K_h : Coefficient de variation horaire de la consommation qui dépend de la courbe de consommation.

Si nous tenons en compte du régime d'écoulement et du matériau de la conduite, la relation de perte de charge sera donnée par la formule de Darcy Weisbach

$$\Delta H = \frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \quad \dots \dots \dots \quad ;(6''')$$

Avec β : exposant tenant compte du régime d'écoulement

m : exposant tenant compte du type de matériau

En injectant la formule (6''') dans la relation (2) nous obtiendrons :

$$N = \frac{10^3 \times g \times Q \left(\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{D^m} \right)}{102\eta} \quad \dots \dots \dots \quad (7)$$

Tenant compte de la formule (5), (6), (6') et (7) nous obtiendrons :

$$W = 0,01 \left(\left(\frac{1}{t} + R \right) (a + bD^\alpha) \right) 1 + 86 \cdot 10^3 \cdot \frac{K' \cdot Q^{\beta+1}}{\eta D^m} \cdot \sigma \cdot \delta \quad \dots \dots \dots \quad (8)$$

En conséquence le diamètre économique est obtenu en dérivant $\frac{dW}{dD} = 0$

Ce qui donne :

$$D_{ec} = \left[\frac{86 \cdot 10^3 \cdot K' \cdot m \cdot \sigma \cdot \delta}{\alpha \cdot \beta \cdot \eta \cdot \left(\frac{1}{t} + R \right)} \right]^{\frac{1}{\alpha+m}} \cdot Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

Les valeurs de K' , m , β sont données dans le tableau IV.1

Cette relation est de la forme :

$$D_{écon} = C_j \times E^{\frac{1}{\alpha+m}} \times Q^{\frac{\beta+1}{\alpha+m}}$$

E : facteur économique incluant les caractéristiques économiques y compris quelques exposants hydrauliques.

$$E = 10 \cdot M \cdot \sigma \cdot \delta$$

M : facteur tenant compte du matériau de la canalisation

Tableau: Valeur de M en fonction du matériau

Tuyau	M
Acier	0.92
Fonte	0.43
Amiante ciment	0.24
Plastique	0.13



Mais cela dit cette formule donne des diamètres calculés, qui ne sont pas normalisés. La question qui se pose pour quel diamètre normalisé doit-on opter ? Pour cela, on considère une autre méthode.

- **Autre méthode de détermination du diamètre économique :**

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques calculés. Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique calculé), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

Amortissement annuel

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i$$

A : Frais d'amortissement (DA) ;

i : Taux d'annuité ; i = 8 % ;

n : Durée de l'amortissement de la conduite, n = 30 ans.

$$\begin{aligned} A &= \frac{0,08}{(1+0,08)^{30} - 1} + 0,08 \\ \text{A.N. : } & \Rightarrow A = 0,0888 \end{aligned}$$

Et on dresse un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D1, D2,..... Dn).

✓ Frais d'exploitation

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D1, D2,..... Dn. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D1, D2,..... Dn.

Les pertes de charges sur l'aspiration sont en général négligées. Etant donnée que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D1, D2,..... Dn.

Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

✓ Puissance de pompage

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta}$$



P : puissance absorbée par la pompe (Kw) ;
 g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
 Hmt : Hauteur manométrique totale (m) ;
 Q : Débit à refouler (m³/s) ;
 η : rendement de la station de pompage (70 %).

✓ Energie consommée par le pompage

L'énergie consommée par la station de pompage le long d'une année est le produit de la puissance de pompage et d'heures de pompage par année.

$$E = P * t * 365$$

E : énergie consommée pendant une année (Kwh) ;

P : puissance de pompage (Kw) ;

t : temps de pompage par jour (h).

Dépense annuelle de l'énergie

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kwh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E$$

K : Dépenses annuelles d'énergie (DA) ;

E : Energie consommée par année (Kw) ;

δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour (voir le tableau II.6)

Périodes	Horaires	Nombre d'heure	Prix du KWh d'énergie
		(H)	(DA)
Heures pleines	6 à 17h et 21 à 22h30	12,5	0,933
Heures de pointes	17 à 21 h	4	4,514
Heures creuses	22h30 à 6heures	7,5	0,403

Source SONALGAZ(2011)

Le prix moyen du KWh pendant les 18 heures de pompage est tel que :

$$\delta = \frac{0,403 * 7,5 + 0,933 * 9 + 4,514 * 1,5}{18} \Rightarrow \delta = 1,01 \text{ DA}$$



Exemple :

- **Calcul des frais d'exploitations**

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (Kw)	Prix unitaire (DZD)	Consommation Annuelle (Kwh)	Dépenses annuelles (DZD)
800	3,47	632,043	30735,9802	1,01	201935390	203954743,9
1000	3,47	349,945	17017,6754	1,01	111806127,2	112924188,5
1200	3,47	271,31	13193,689	1,01	86682536,89	87549362,26
1400	3,47	243,90	11817,4722	1,01	77640792,04	78417199,96
1600	3,47	232,73	11317,5602	1,01	74356370,24	75099933,94
1800	3,47	227,62	11069,063	1,01	72723744,23	73450981,67
2000	3,47	225,06	10944,5713	1,01	71905833,74	72624892,08

- **Calcul des frais d'investissements :**

D (mm)	Prix MI (DZD)	L (mm)	PRIX (DZD)	ANNUITE	Investissements (DZD)
800	40000	7323	292920000	0,0888	26011296
1000	54355	7323	398041665	0,0888	35346099,9
1200	69334	7323	507732882	0,0888	45086679,9
1400	71003	7323	519954969	0,0888	46172001,2
1600	83421	7323	610891983	0,0888	54247208,1
1800	112345	7323	822702435	0,0888	73055976,2
2000	134545	7323	985273035	0,0888	87492245,5

- **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme de ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.



Tableau: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D (mm)	Investissements (Million DZD)	Exploitation (Millions DZD)	Totale (Million DZD)
800	26,011296	203,954744	229,96604
1000	35,3460999	112,924189	148,270288
1200	45,0866799	87,5493623	132,636042
1400	46,1720012	78,4172	124,589201
1600	54,2472081	75,0999339	129,347142
1800	73,0559762	73,4509817	146,506958
2000	87,4922455	72,6248921	160,117138

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

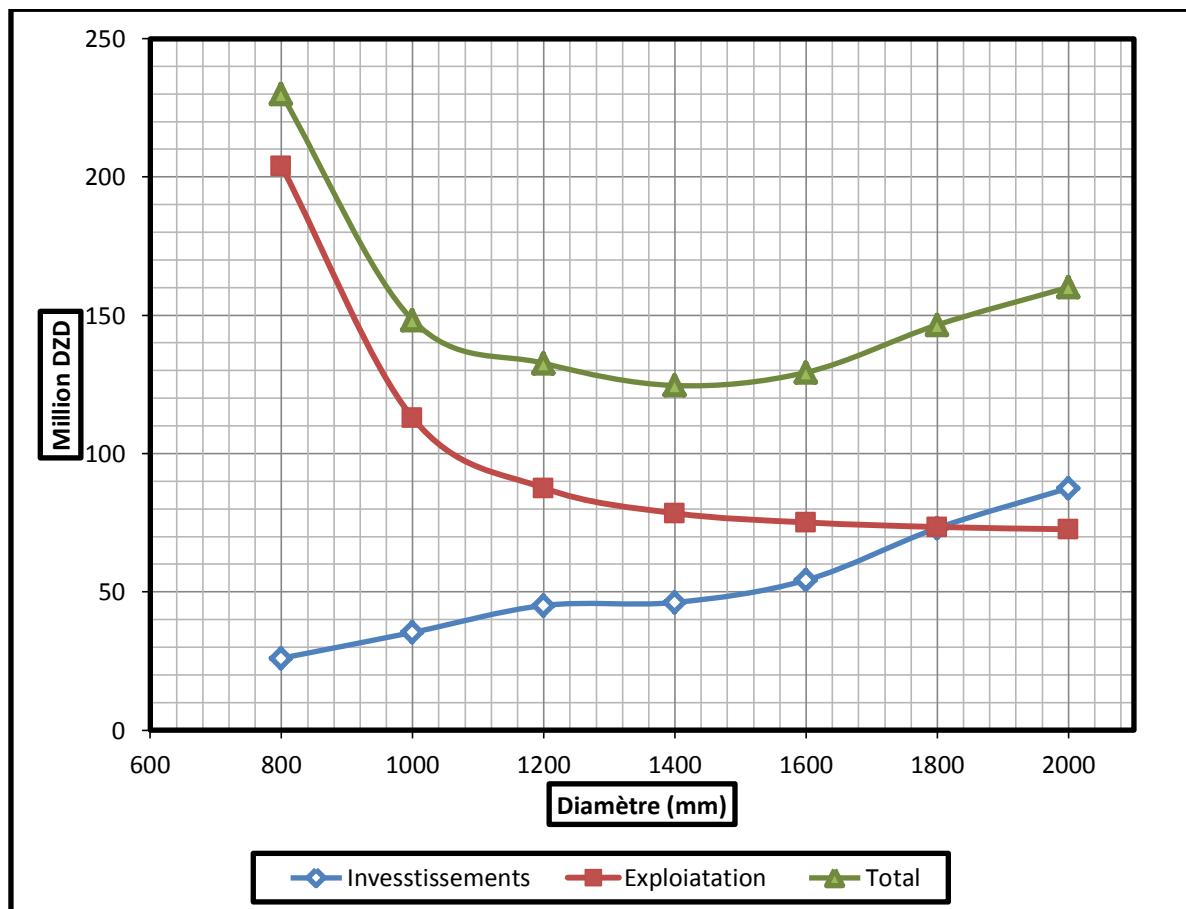


Figure: Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

