

RESEAU DE DISTRIBUTION

GRAVITAIRE

1. L'ETUDE DE FAISABILITE	3
1.1 Tracé du plan de distribution	3
1.2 Relevé topographique rapide	6
1.3 Validation technique	7
2. L'ETUDE DETAILLEE	8
2.1 Relevé topographique	8
2.1.1 Choix du tracé	8
2.1.2 Relevé topographique	8
2.1.3 Tracé du profil topographique	9
2.2 Dimensionnement hydraulique	11
2.2.1 Profils d'énergies	11
2.2.2 Calcul des pertes de charges	14
2.3 Dimensionnement du réseau	21
2.3.1 Dimensionnement du réservoir	21
2.3.2 Positionnement des ouvrages	22
2.3.3 Choix des types, diamètres et longueurs de tuyaux	23
2.3.4 Plan de vannage du réseau	29
3. LA CONSTRUCTION DU RESEAU	31
3.1 Bassin de mise en charge / bassin brise charge	31
3.2 Réservoir de stockage	33
3.3 Canalisation	34
3.3.1 Tuyaux et accessoires	34
3.3.2 Mise en place des tuyaux	49
3.4 Bornes fontaines.	54

RESEAU DE DISTRIBUTION

GRAVITAIRE

Les besoins en eau s'expriment en terme de quantité et de qualité, mais également de disponibilité. Il existe de nombreux exemples de points d'eau sous utilisés car trop éloignés des habitations, ou de consommation limitée par des corvées d'eau longues et pénibles. Il est donc indispensable que les populations aient un accès aisé aux points d'eau.

Ce chapitre présente les techniques mises en oeuvre par Action contre la Faim pour dimensionner et construire les adductions et distributions d'eau gravitaires (Figure 1). L'exemple du réseau ramifié du village d'Aloua permet d'illustrer les différentes étapes de ce travail.

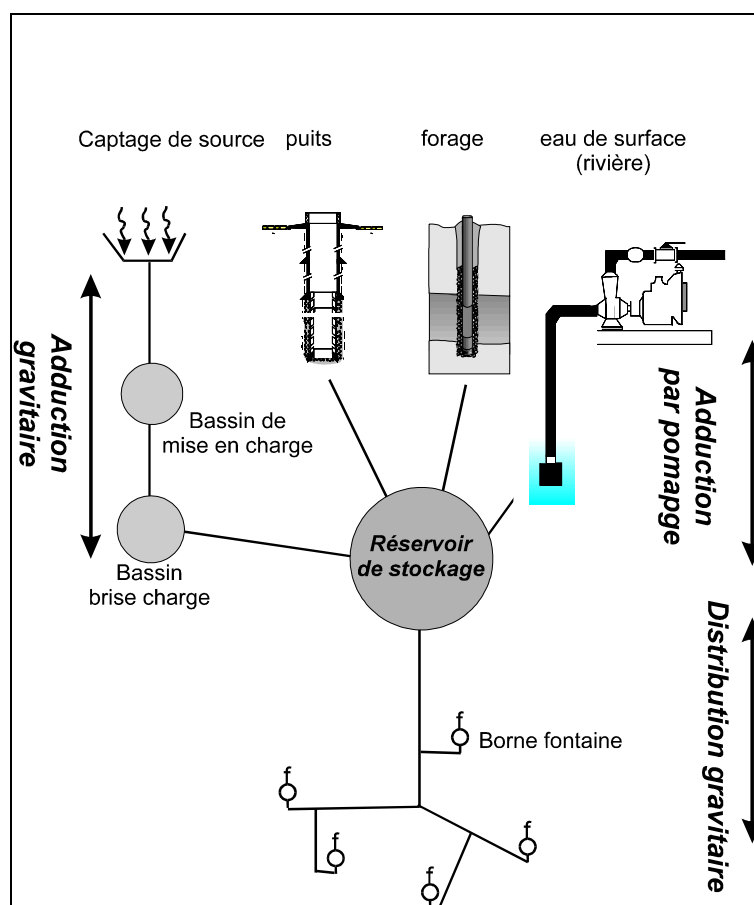


Figure 1: réseau de ditribution

1. L'ETUDE DE FAISABILITE

Le dimensionnement d'un réseau gravitaire est un travail relativement long qu'il est difficile de réaliser dans le cadre d'une mission d'identification. On s'attache alors à réaliser une étude de faisabilité qui permet de définir les grandes lignes techniques et budgétaires du projet. Si les conclusion de cette étude laisse penser que le projet est réalisable, une définition plus complète est entreprise.

1.1 Tracé du plan de distribution

La définition des besoins se fait dans le cadre de l'enquête d'identification (voir chapitre correspondant). A partir de cette enquête, un plan de masse du site est dressé, sur lequel figure les besoins recensés et les zones de distribution. Les zones de distribution sont définies en fonction de critères humains (origines des populations, différences entre quartiers...) et techniques (accessibilité, présence de structure de santé, religieuses...). Un exemple est donnée en Figure 2.

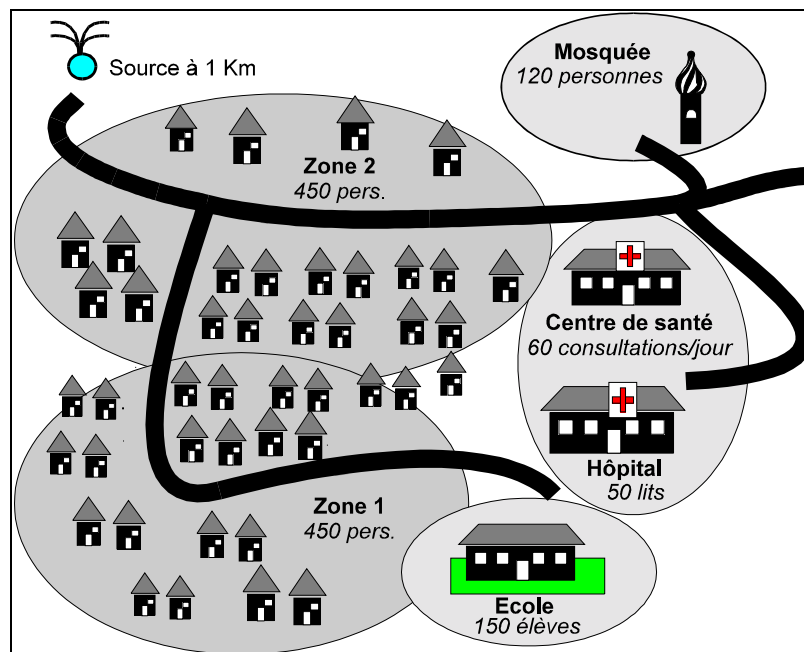


Figure 2: plan de masse avec délimitation des zones de distribution village d'Aloua

Les besoins en eau de la communauté sont quantifiés séparément au niveau de chaque zone. Ces besoins sont exprimés en volume journalier, puis en débit moyen sur la période de distribution choisie: imaginons par exemple un quartier de 450 habitants dont les besoins sont de 20 litres par jour et par personnes; le volume journalier distribué doit être de $450 \times 20 = 9000$ litres. Si on considère que la consommation s'étale sur 10 heures par jours, le débit d'alimentation de

la zone doit être de $9000/10 = 900$ litres/heure. Ce débit est appelé débit utile. C'est une donnée importante dans le dimensionnement du réseau, car il permettra de définir le diamètre de tuyaux à utiliser. Il est donc nécessaire de définir la période d'utilisation du réseau de façon précise, car elle modifie de façon considérable le débit utile. Dans l'exemple précédent, si la période d'alimentation choisie est de 5 heures au lieu de 10, le débit utile est doublé (1800 litres/heures).

D'une façon générale, si on considère que le réseau est utilisé de façon continue 10 heures par jour, on a tendance à niveler les pointes de consommation (et donc le débit utile). En fonction du contexte culturel, il est possible de réduire cette période d'utilisation à 8 ou 6 heures, voir à quantifier les besoins horaires. C'est essentiellement les habitudes et le rythme de vie des populations qui permettent de définir le débit utile avec précision.

Dans le cadre d'une distribution publique par bornes fontaines, le nombre de robinets est donné par le débit utile et par l'accessibilité aux points d'eau, à partir des indications suivantes:

débit d'un robinet standart 3/4" (sous 10 mètres de pression)	0.2 l/s à 0.3 l/s
débit d'un robinet Talbot (sous 5 mètres de pression)	0.1 à 0.2 l/s
nombre de personnes pour 1 robinet	150 personnes maximum
distance entre 2 bornes fontaines	250 m maximum

Dans l'exemple précédent, le débit utile de 900 l/h (soit 0.25 l/s) peut être distribué par $0.25/0.2 = 1.25$ soit 2 robinets type Talbot. La zone étant peuplée de 450 personnes, il est préférable d'installer $450/150 = 3$ robinets pour limiter le temps d'attente au point d'eau. Les 3 robinets peuvent être installés sur une ou plusieurs borne fontaines en fonction de la superficie de la zone (distance maximum de 250 mètres entre 2 bornes fontaines).

Le dimensionnement du réseau doit se faire pour une durée minimale de 10 ans. Il faut donc tenir compte du taux d'accroissement de la population, et d'une éventuelle croissance "extra ordinaire" due par exemple à l'arrivée de l'eau ou d'une route.

Le tableau suivant présente le calcul des besoins du village d'Aloua.

Lieu :	Aloua				
Date :	janv 95				
Taux d'accroissement annuel :	2 %				
	nombre	nombre dans 10 ans	besoins unitaires (l/pers/j)	besoins totaux (m ³ /j)	nombre de robinets à 0.25 l/s
centre de santé	50 consultations	60	20	1.2	1
hôpital	40 lits	48	50	2.4	1
école	150 élèves	180	10	1.8	1
lieu de culte	100 visiteur	120	10	1.2	1
habitants	900 habitants	1080	40	43.2	6
besoins totaux en eau (m³/j) :				49.8	
besoin en bornes fontaines à 1 robinet :				3	
besoin en bornes fontaines à 2 robinets :				1	
besoin en bornes fontaines à X robinets :				2	à 3 robinets

Lorsque le nombre de bornes fontaines et de robinets est fixé, les informations sont reportées sur le plan de masse avec les débits instantanés maximum dans chaque branche de distribution (débit maximum = nombre de robinets desservis x débit unitaire des robinets, Figure 3). Dans l'exemple d'Aloua, un débit unitaire de 0.25 l/s par robinet a été retenu. Le plan de masse ainsi complété est un outil de travail indispensable pour déterminer les diamètres et les longueurs de canalisations; on l'utilise en parallèle avec les profils topographiques. Les symboles utilisés sont présentés en annexe.

On peut noter que les débits instantanés maximums ainsi calculés permettent de distribuer un volume journalier supérieur à celui des besoins (nombre de robinets arrondi à l'entier supérieur dans chaque zone). Dans l'exemple d'Aloua, les besoins journaliers ont été estimés à 49.8 m³, alors que la somme des débits instantanés maximum est de 0.75 + 0.75 + 0.25 + 0.5 + 0.25 = 2.5 l/s soit 9000 litres heures pour une période d'utilisation de 6 heures, soit 54 m³ par jour. Dans la pratique, les débits qui vont transiter dans le réseau ne correspondent aux débits instantanés maxi. que quelques heures par jour, lorsque la totalité de robinets sera ouvert. Le reste du temps, les débits seront inférieur et le volume journalier distribué proche de celui estimé par les besoins.

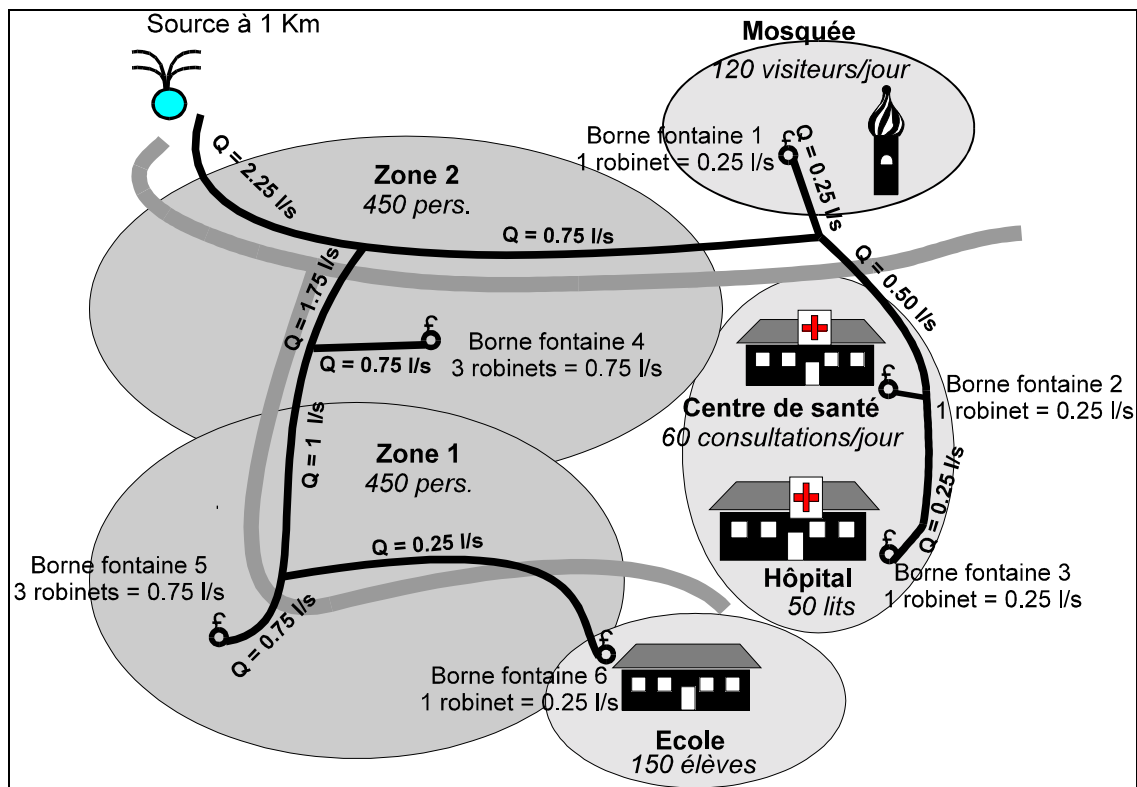


Figure 3: repérage des lignes, des débits maxi de chaque ligne et du nombre de robinets

1.2 Relevé topographique rapide

L'objectif est d'estimer si le dénivelé entre les différents éléments du réseau sont suffisants pour permettre l'écoulement gravitaire de l'eau.

Une estimation rapide peut être réalisée par un opérateur muni d'un altimètre. Un relevé de l'altitude des points caractéristiques du tracé est effectué: points hauts et points bas, zone de desserte... La distance au sol est mesurée par le nombre de pas.

L'altimètre étant directement lié à la pression atmosphérique, il est nécessaire d'effectuer un relevé d'altitude en poste fixe (altitude fixe) qui permet de corriger l'altitude relevée par l'opérateur qui se déplace.

Une fiche de relevé rapide est présentée ci-dessous.

grille de l'opérateur
mobile sur le tracé

heure / minute	distance au sol (m)	distance cumulée (m)	altitude (m)	remarque

grille de l'assistant
en poste fixe

heure / minute	altitude (m)

1.3 Validation technique

Deux conditions doivent être remplies pour valider la faisabilité du réseau: la quantité d'eau disponible au niveau de la ressource doit être suffisante pour couvrir les besoins, et la topographie doit permettre une distribution gravitaire.

Lorsque les besoins sont définis pour chaque zone, il est facile de vérifier la faisabilité du réseau en terme de quantité: le débit de la ressource en eau sur 24 heures doit être supérieur aux besoins journaliers de la communauté.

Pour permettre une distribution gravitaire, la pente entre le point haut du réseau (réservoir ou captage de source) et le points le plus éloigné de la distribution doit être supérieur à 1 %. Si on trace une ligne de pente 1% à partir du point haut, aucune partie du réseau ne doit être situé au dessus de cette ligne.

Si ces deux conditions sont remplies, il est à priori techniquement possible de construire une distribution gravitaire qui couvre les besoins des populations. Une étude détaillée doit néanmoins le confirmer.

2. L'ETUDE DETAILLEE

2.1 Relevé topographique

Le relevé topographique est essentiel dans la méthode de dimensionnement d'un réseau gravitaire. C'est en effet l'étude des dénivelés qui permet de faire les bilans d'énergie et de calculer les débits, vitesses et pertes de charges en tous points du réseau.

2.1.1 *Choix du tracé*

Il est possible sur une carte (ou photo aérienne) d'établir un tracé théorique pour éviter les passages difficiles, mais le tracé définitif ne peut être arrêté qu'à la suite de visites de terrain, en compagnie d'une personne qui connaît bien la localité.

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants:

- minimiser le nombre de passages difficiles: traversée de route, de ravine...,
- éviter les pentes trop fortes: difficulté d'ancrage des tuyaux,
- éviter les zones rocheuses: une tranchée devra être creusée,
- préférer les zones accessibles: le long des chemins existants par exemple,
- penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation: problèmes fonciers,
- au niveau de la communauté, le tracé est généralement dicté par les contraintes liées à l'occupation des sols (jardins, maisons...).

2.1.2 *Relevé topographique*

Le relevé rapide réalisé au cours de l'étude préliminaire doit être confirmé et détaillé par un relevé plus précis. La technique la plus facile à mettre en oeuvre sur le terrain consiste à utiliser un niveau. L'emploi d'un niveau de chantier est recommandé, car la précision des mesures est très bonne. Cependant, l'utilisation d'un niveau Abney ou d'un clinomètre peut être envisagé dans les zones peu accessibles.

Le principe du niveau Abney et du clinomètre consiste à mesurer l'angle formé par l'horizontale et un point de visée. Si on connaît la distance au sol entre ce point de visé et l'appareil de mesure, il est facile de calculer la dénivelée (dénivelé = distance au sol $\times \cos_{\text{angle en } \circ}$). On effectue généralement deux visées par point: une visée avant, et une contre visée sur le point précédent qui permet de confirmer la mesure. La distance au sol est mesurée avec un mètre à ruban.

Le niveau Abney ou le clinomètre doit être posé sur une règle pour assurer sa stabilité. Les visées sont faites sur le haut des règles en bois tenue par les assistants. Les trois règles doivent impérativement être de même taille.

Le niveau de chantier permet de réaliser des relevés très précis et de mesurer les distances horizontales avec les fils stadimétriques de la lunette. Ces distances correspondent à des mesures horizontales entre deux points, et pas à la distance au sol qui nous intéresse

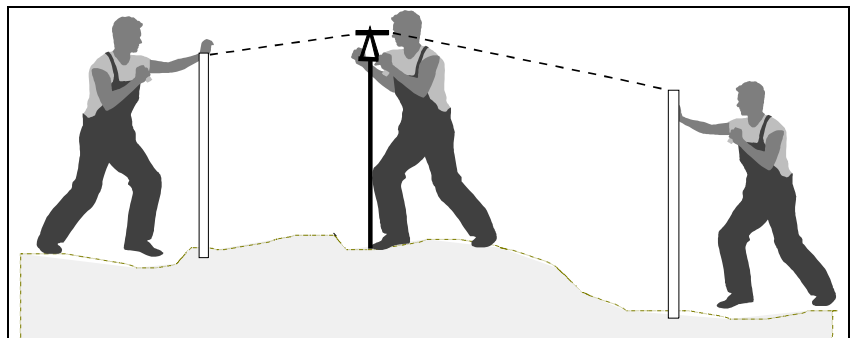


Figure 4: Relevé avec un niveau Abney ou un clinomètre

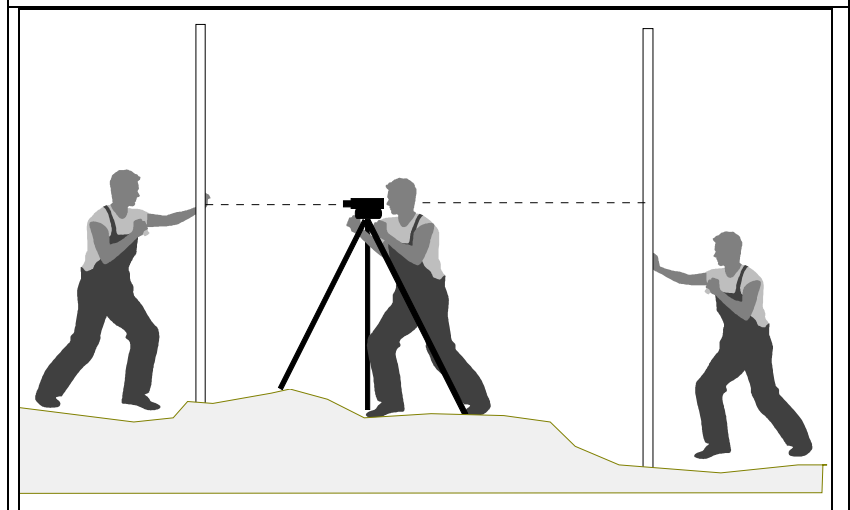


Figure 5: Relevé avec un niveau de chantier

(car elle correspond aux longueurs de tuyaux qui seront posées). La distance au sol est mesurée avec un mètre à ruban ou calculée en fonction de l'angle de visée et de la distance horizontale lue dans la lunette.

La lecture de la visée se fait sur des règles graduées tenues verticalement par les assistants.

2.1.3 Tracé du profil topographique

Les relevés topographiques sont portés sur un profil qui permettra de visualiser les bilans énergétiques de l'eau dans les tuyaux. Il est également intéressant de

faire correspondre à chaque profil un plan de masse permettant de visualiser les points caractéristiques et les jonctions avec les autres lignes (Figure 6).

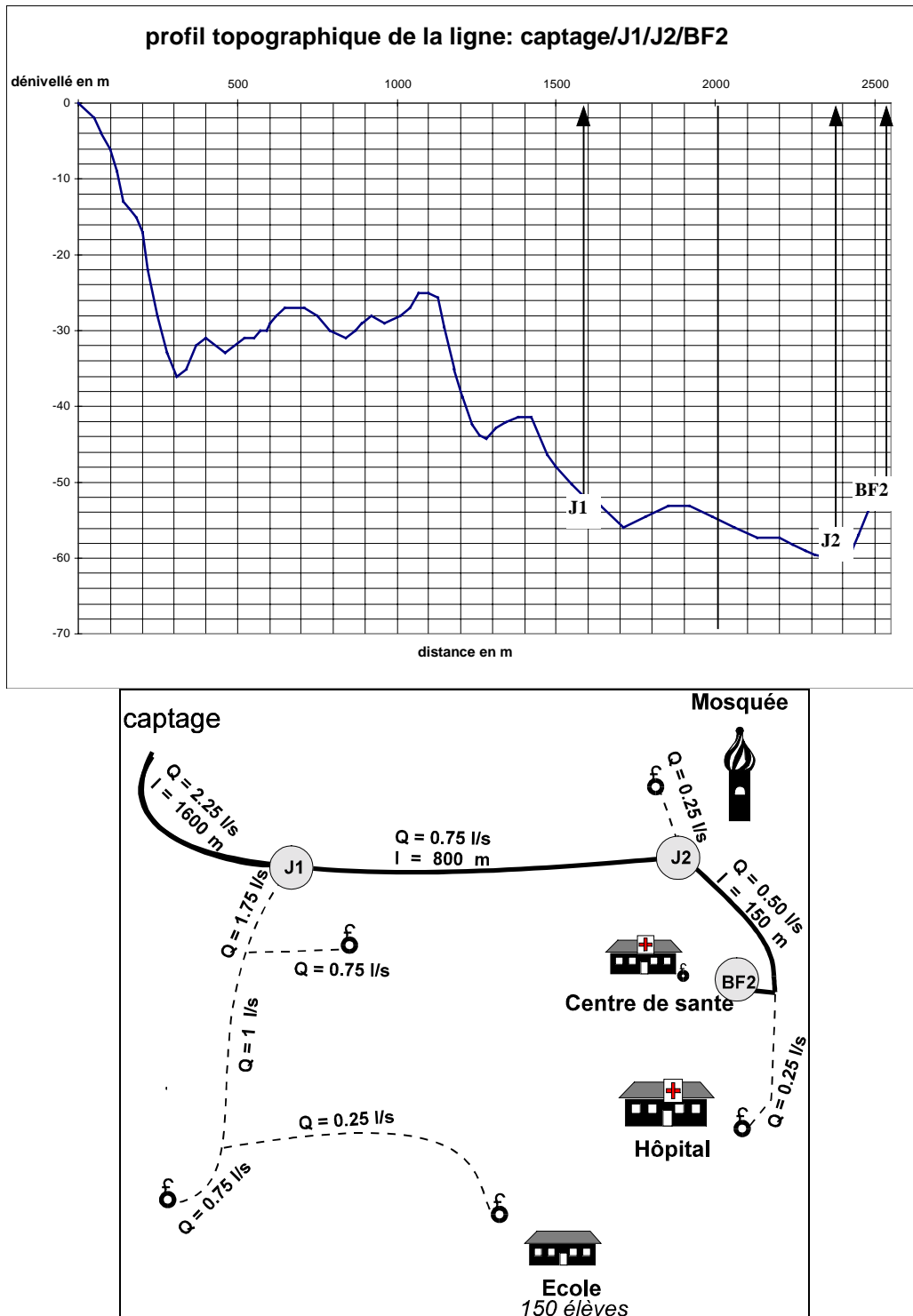


Figure 6: profil topographique et plan de masse -tracé captage/J1/J2/J3/BF2 - Aloua

2.2 Dimensionnement hydraulique

2.2.1 Profils d'énergies

- *Profil statique*

Le profil de charge statique correspond à la ligne d'énergie de l'eau sans écoulement (robinets fermés).

La pression dans une canalisation fermée en charge ($Q = 0$) peut être assimilée au poids de la colonne d'eau entre le point haut et le point considéré (voir chapitre les Eaux souterraines, BOX notion de pression). Cette pression, appelée *pression statique* ou *piézométrique*, est la force motrice de l'installation; en d'autres termes, ce sont les dénivelés entre les différents points du réseau qui permettent l'écoulement de l'eau depuis le réservoir (ou le captage de la source) jusqu'aux bornes fontaines.

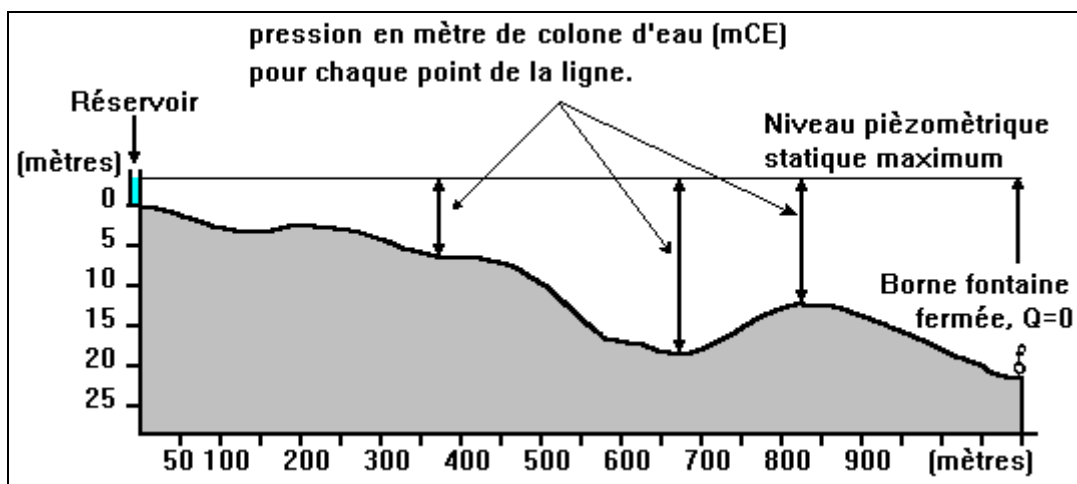


Figure 7: visualisation de la pression statique dans une canalisation

La pression statique est exprimée en mCE, telle que: $P_{\text{statique}} \text{ (mCE)} = H \text{ (m)}$ avec H : dénivelé entre le point haut et le point considéré. Dans la Figure 7 le point haut est la surface libre de l'eau dans le réservoir.

Dans le cadre de projets simples, la pression statique est la pression maximale qui peut résider à l'intérieur des tuyaux. Elle permet de déterminer la pression à laquelle doit résister les tuyaux, ainsi que la nécessité de mettre en place des dispositifs dissipateurs de pression.

• Classe de pression des tuyaux et bassins brise-charge

Les tuyaux utilisés sont résistants à une certaine pression appelée Pression Nominale (PN); si la pression dans le tuyau est supérieure à celle-ci, il y a risque de rupture. La PN est généralement exprimée en bar. Les classes de pression usuelles sont les suivantes:

PE (polyéthylène)	PVC (polychlorure de vinyle)	GI (acier galvanisé)
PN 6	PN 6	PN 16
PN 10	PN 10	PN 25
PN 12.5		

A partir du profil de charge statique, il est possible de définir la classe de pression des tuyaux à acheter. Sur la Figure 8, le niveau statique au point bas est de 75 mCE soit 7.5 bar. Un tuyau de Pression Nominale 6 bar (PN 6) ne peut donc pas résister, et l'emploi d'un tube de PN 10 bars est indispensable.

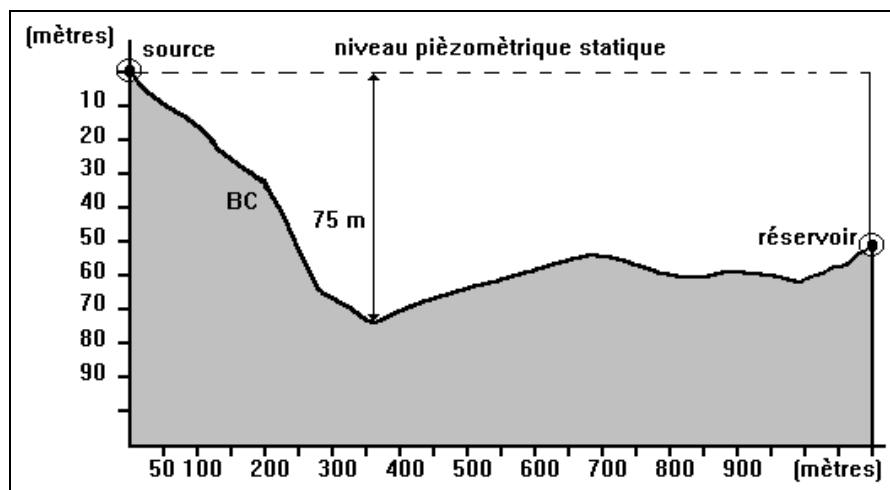


Figure 8: profil statique et classe de pression des tuyaux

Si la pression imposée par la topographie est trop importante pour la classe de pression des tuyaux disponibles, il est possible de construire un bassin brise charge qui ramène la pression dans le réseau à la pression atmosphérique. En effet, chaque fois que l'on a une surface libre en contact avec l'atmosphère, la pression statique devient nulle¹, car la pression sur cette surface est égale à la pression atmosphérique.

¹on raisonne ici en pression relative, c'est à dire par rapport à la pression atmosphérique qui s'exerce sur tout le réseau. Une pression nulle signifie donc que l'on se trouve à la $P_{atmosphérique}$.

Dans un réseau, les surfaces libres sont les réservoirs, les bassin brises charges, les boîtes de captage de source. Dans l'exemple de la Figure 8, la classe de pression du tuyau devait être PN10. Si la classe disponible n'est que de PN6, il est possible d'installer un bassin brise charge pour contrôler la pression. La Figure 9 montre l'implantation d'un brise charge qui permet d'obtenir des pressions statiques maximales de 32 mCE en amont, et 43 mCE en aval.

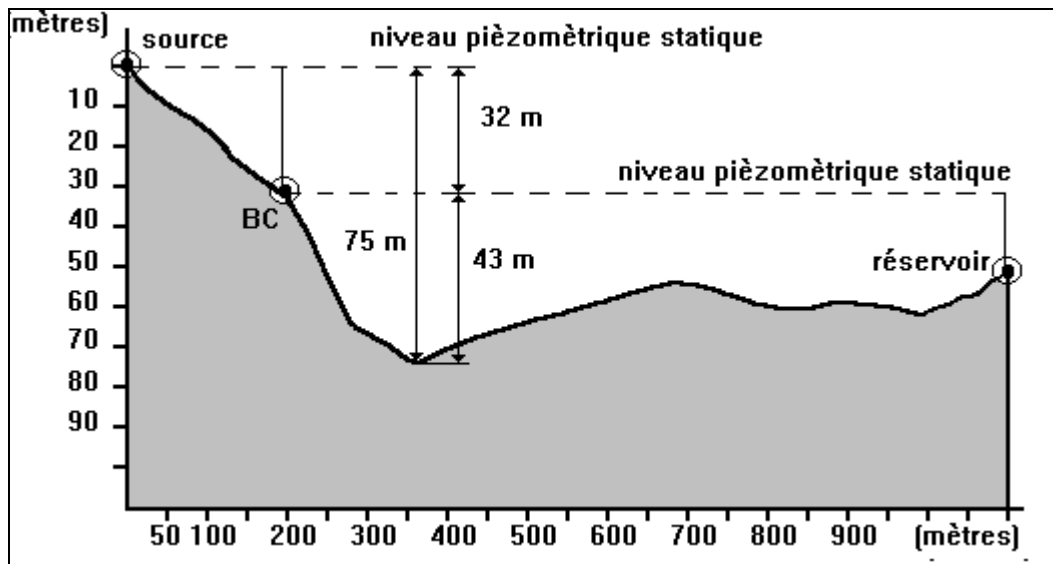


Figure 9: installation d'un brise charge pour respecter la classe de pression du tuyau ($P_{\text{statique en tout point}} < 60 \text{ mCE}$)

• Profil dynamique

Lorsque l'eau circule dans les canalisations, on observe des pertes de pression dues aux frictions de l'eau dans les tuyaux. Ces pertes de pression sont appelées pertes de charges (voir Box 1).

Si on trace la ligne de pression pendant l'écoulement, on obtient le profil de charge dynamique (Figure 10).

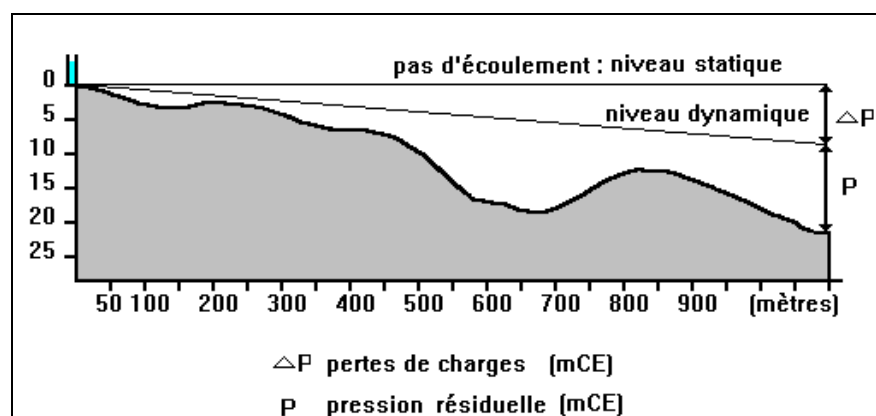


Figure 10: régime dynamique et pertes de charges

Une partie de la force motrice est donc consommée par les pertes de charge (ΔP) pendant le transport de l'eau. La pression résiduelle est définie par:

$$P_{\text{résiduelle}} = H - \Delta P \quad \text{avec:}$$

- $P_{\text{résiduelle}}$: pression résiduelle au point considéré (mCE)
- H : dénivelé entre le point haut et le point considéré (m).
- ΔP : pertes de charges (m).

2.2.2 Calcul des pertes de charges

Pour faciliter le calcul des pertes de charge, on a l'habitude de distinguer les pertes de charge créées par les canalisations, et les pertes de charge induites par les accessoires (coudes, tés, vannes...).

- *Pertes de charges dans une canalisation*

Ces pertes de charges, dites linéaires, dépendent de différents facteurs:

- Le diamètre du tuyau. Pour un débit donné, elles sont d'autant plus grandes que le tuyau est petit.
- Le débit qui transite à l'intérieur du tuyau. Pour un diamètre donné, les pertes de charges sont d'autant plus grandes que le débit est élevé.
- La longueur du tuyau.
- La rugosité du tuyau. Plus la rugosité d'un tuyau est élevée, plus les pertes de charges sont importantes (toutes choses étant égales par ailleurs). La rugosité des tuyaux dépend de leur qualité (matériaux, fabrication) et de leur vieillissement.

Les pertes de charge linéaires s'expriment généralement en mètre pour 100 m de canalisation. Un coefficient de perte de charge de 1% correspond donc à une perte de pression de 1 mCE pour 100 m de longueur de tuyau.

Le calcul des pertes de charge linéaires se fait numériquement par des relations empiriques (Box 1), ou à l'aide d'abaques. L'abaque présenté en Figure 11 représente sous forme graphique les relations entre les diamètres de canalisation, les vitesses d'écoulement de l'eau et les pertes de charge linéaires, pour une rugosité donnée (tuyau plastique). Connaissant deux paramètres (diamètre et débit) on en déduit les pertes de charges.

Imaginons par exemple un débit de 1 l/s dans une canalisation de DN 50 en polyéthylène haute densité (ϕ intérieur = 40.8 mm). On trouve d'après l'abaque

Réseau de distribution gravitaire

un coefficient de pertes de charges de 1.7 %. Si l'on veut diminuer les pertes de charges, on fait pivoter la droite tracée (suivant les flèches) autour du débit et on obtient le diamètre de tuyau adapté ; pour une perte de charge $\leq 1\%$ avec le même débit (1 l/s) on devra utiliser un tuyau de DN 63 (ϕ int = 46 mm)

débit (l/s)	diamètre intérieur (mm)	vitesse (m/s)	Coefficient de perte de charge (%)	pertes de charge ΔP pour 1 km
1	40.8 (DN 50)	0.8	1.7	17 mCE
1	51.4 (DN 63)	0.5	0.6	6 mCE

Lors de l'utilisation des abaques, il est important de vérifier les points suivants:

- L'abaque sélectionné doit correspondre au type de tuyau utilisé (PE, PVC, GI, fonte...). Il est indispensable de vérifier la validité de l'abaque en effectuant le calcul des pertes de charge à l'aide de formules appropriées (voir Box 1).
- La vitesse dans une canalisation doit être proche de 1 m/s. Les vitesses supérieures entraînent un sifflement de l'eau, et éventuellement des problèmes hydrauliques. Des vitesses inférieures permettent à une eau chargée de décanter dans les points bas du réseau.

• *Pertes de charges singulières*

En plus des pertes de charges linéaires dans les canalisations, il existe des pertes de pression dans tous les organes de régulation (vannes) et lors du passage d'accessoires (coudes, té, rétrécissement ou élargissement...). Ces pertes de pression sont appelées pertes de charges singulières et peuvent être comptabilisées de la même façon que les pertes linéaires.

Dans les réseaux simples, les pertes de charges singulières sont généralement faibles devant les pertes de charges linéaires (on estime parfois qu'elles représentent environ 10% des pertes de charges linéaires).

Elles sont calculées à l'aide de coefficients caractéristiques de chaque accessoires. Il existe de la même façon que pour les tuyaux, des abaques ou tableaux de calcul. On a pour habitude d'assimiler les accessoires à des longueurs droites équivalentes: par exemple, un coude à 90° en DN 50 correspond, du point de vue des pertes de charges, à une longueur de tuyau de 1.5 m du même diamètre. Cela permet un calcul simple de l'ensemble des pertes de charges du réseau.

Le Tableau 1 donne les longueurs équivalentes de conduite pour les accessoires courants en PVC ou PE, modifié d'après *LENCASTRE*. Pour les tuyaux en acier

galvanisé, il faut multiplier ces valeurs par 0.64. Lorsque deux valeurs sont indiqués sous la même rubrique, elles correspondent à une fourchette de longueur équivalente donnée par différents paramètres. D'une façon générale, les accessoires vissés créent plus de pertes de charge que les raccords à brides ou les accessoires collés.

	Diamètres des accessoires				
	12.5 mm	25 mm	50 mm	75 mm	100 mm
robinet à soupape	1.83	4.78	12	20.37	30.3
	3.61	9.17	23	39.98	58.38
vanne à passage direct	0.014	0.055	0.11	0.19	0.3
	0.055	1.66	0.41	0.75	1.11
vanne en Y	1.08	2.75	6.92	11.75	17.51
clapet anti retour horizontale	0.8	0.055	0.14	0.22	0.36
		2.11	5.28	9	13.42
clapet de pied	5.42	13.76	34.75	58.93	87.57
réduction vissée	0.72	0.055	0.11	0.19	0.3
		1.83	4.61	7.83	11.6
coude à 90° normal	0.22	0.55	1.39	2.36	3.5
	0.33	0.84	2.08	3.53	5.25
coude à 45°	0.08	0.19	0.5	0.86	1.27
	0.11	0.27	0.69	1.33	1.75
té normal	0.3	0.77	1.97	3.33	4.94
	0.44	1.19	3	5.08	7.58

Tableau 1: longueur équivalente pour les accessoires plastiques

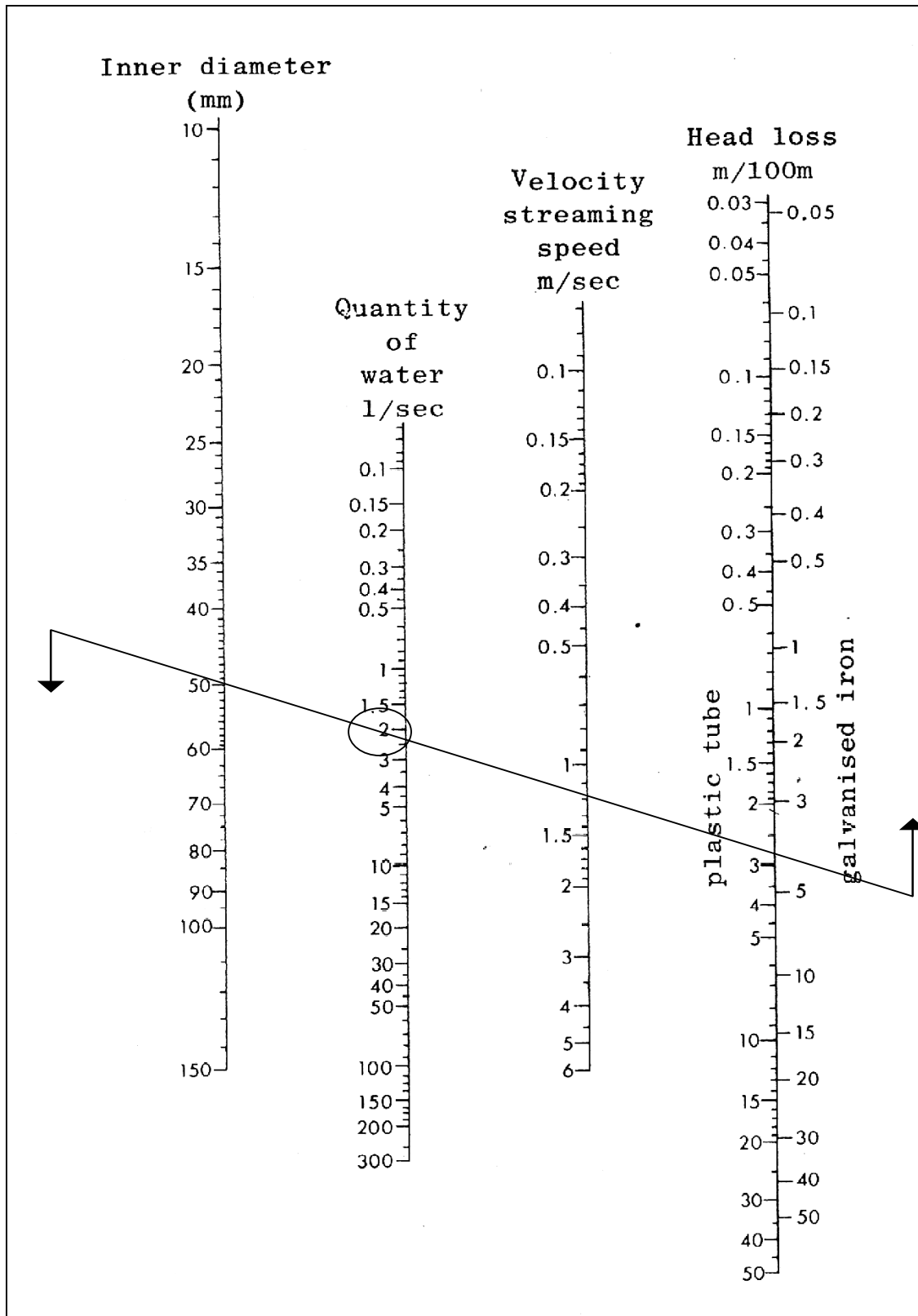


Figure 11: abaque de calcul de pertes de charges linéaires

Box 1: rappels d'hydraulique**Types d'écoulements**

Si un liquide s'écoule au contact de l'atmosphère, on dit qu'il y a écoulement à surface libre: c'est le cas d'un canal d'irrigation par exemple. Si l'écoulement s'opère dans une canalisation, sur toute la section et à des pressions supérieures à la pression atmosphérique, on dit qu'il y a écoulement en charge: c'est le cas des réseaux d'eau potable. Si le liquide s'écoule à travers un milieu poreux, l'écoulement est dit en milieu poreux.

Si les caractéristiques de l'écoulement en chaque point sont indépendantes du temps, on a un régime permanent. Dans le cas contraire, le régime est dit variable ou transitoire.

Lorsque chaque particule du liquide décrit une trajectoire bien définie et est animée d'une vitesse uniquement dans le sens de l'écoulement (lignes d'écoulement parallèles), on parle de mouvement laminaire. Lorsque les particules du liquide sont animées d'un mouvement d'agitation avec des vitesses transversales à l'écoulement, on parle de mouvement turbulent.

La turbulence est essentiellement provoquée par la viscosité. On définit le nombre de Reynolds R_e tel que:

$$R_e = VD/\nu \quad \text{avec: } V = \text{vitesse d'écoulement en m/s}$$

$$D = \text{diamètre du tuyau, en m}$$

$$\nu = \text{viscosité cinématique de l'eau, en m}^2/\text{s}.$$

D'après *CARLIER*, lorsque $R_e < 2000$, le régime est laminaire
lorsque $R_e > 2000$, le régime est turbulent.

Le passage entre les deux régimes n'est pas très net, et on parle fréquemment d'une zone de transition. Dans la pratique et pour les réseaux d'eau potable, le régime est toujours turbulent.

Pour calculer R_e , les valeurs de la viscosité cinématique de l'eau en fonction de la température sont:

t°C	5	10	15	20	30
$\nu \times 10^6$	1.52	1.31	1.14	1.0006	0.8

Flux et vitesse - équation de continuité

Dans une canalisation cylindrique en charge, le débit Q est donné par $Q = V S = V (\pi D^2)/4$

avec $Q = \text{débit en m}^3/\text{s}$

$V = \text{vitesse en m/s}$

$S = \text{section du tube en m}^2$

$D = \text{diamètre intérieur du tube, en m.}$

L'équation de continuité traduit l'évidence physique de la conservation de la masse, et peut s'écrire de façon simplifiée: $Q = V_1 S_1 = V_2 S_2$. Autrement dit, le débit qui entre dans un tube est égale au débit qui en ressort, quelque soit les changements de diamètre ou de vitesse.

Types d'énergie - théorème de Bernoulli

Nous avons vu dans le chapitre Les Eaux souterraines les trois types d'énergie qui s'adressent à un fluide: l'énergie de position $E_z = z$, l'énergie de pression $E_p = \rho/\varpi$ et l'énergie cinétique $E_c = V^2/2g$, avec:

z = cote au dessus d'un plan de référence

ρ = pression relative

ϖ = poids volumique

V = vitesse

g = accélération de la gravité.

L'énergie totale d'une particule est donc $E = z + \rho/\varpi + V^2/2g$. Le théorème de Bernoulli résulte directement du principe de conservation de l'énergie en régime permanent. C'est ce principe qui permet de tracer une ligne d'énergie horizontale lorsqu'il n'y a pas d'écoulement, et qui explique que la ligne d'énergie descende à cause des pertes de charge, dans le cas d'un écoulement. Si on ne néglige pas les pertes de charge (notées J), on peut écrire $E + J =$ constante: les pertes de charges correspondent bien à la différence entre la ligne d'énergie statique et la ligne d'énergie dynamique.

Pertes de charge linaires

• *Expressions générales*

L'équation générale des pertes de charge s'écrit: $\Delta H = \lambda (L/D) (V^2/2g)$ avec:

ΔH = pertes de charge (ou perte d'énergie), en m

λ = coefficient de pertes de charge, sans dimension

D = diamètre intérieur du tube, en m

L = longueur de la conduite, en m.

Les pertes de charge dans une conduite, par unité de longueur sont: $\Delta H = \lambda (V^2/2g D)$. Pour calculer numériquement les pertes de charge linéaires, la seule inconnue est λ .

Le coefficient de pertes de charge λ est donné par différentes formules (*LENCASTRE*):

- en régime laminaire, $\lambda = 64/R_e$

- en régime turbulent en tuyaux lisses, il existent différentes formules dont celle longtemps considérée comme valable, l'équation de Blasius: $\lambda = 0.3164/R_e^{0.25}$.

- en régime turbulent et tuyau rugueux, la formule la plus utilisée est celle de White & Colebrook: $1/\sqrt{\lambda} = -2 \log_{10} (\epsilon / 3.7D + 2.51/(R_e \sqrt{\lambda}))$ avec ϵ = rugosité absolue du tuyau. Toute la difficulté du calcul des pertes de charge avec cette formule réside donc dans le choix d'un coefficient de rugosité ϵ . Les valeurs suivantes sont proposées par *DEGREMONT*:

Matériaus	ϵ en mm
acier neuf	0.1
fonte neuve	0.1 à 1
plastique	0.03 à 0.1
béton - moules lisses	0.2 à 0.5
béton - moules grossiers	1 à 2

• **Diagramme de Moody**

En se basant sur un grand nombres d'expériences et sur les différents travaux qui ont proposés des formules de calcul de pertes de charge, Moody a établi un abaque ou λ est donné en fonction de R_e et de ϵ/D (apelée rugosité relative). L'intérêt de cet abaque est de pouvoir s'appliquer à n'importe quel fluide et à n'importe quel type de mouvement (laminaire, transitoire ou turbulent).

Dans la pratique, c'est l'abaque universel qu'il est recommandé d'utiliser. On procède de la façon suivante:

- calcul de R_e , en fixant la vitesse à 1 m/s
- calcul de la viscosité relative ϵ/D
- report de ces deux valeurs dans le diagramme de Moody, on en déduit le coefficient λ .
- calcul des pertes de charge avec la formule générale $\Delta H = \lambda (L/D) (V^2/2g)$
- pour vérification, on peut calculer λ avec la formule de White & Colebrook. En effet, dans la pratique, il s'avère qu'on se trouve presque toujours dans le domaine de validité de cette formule qui est donc la plus adaptée à ce type de calcul. Une table donnée en annexe permet d'obtenir λ/D à partir de la formule de Colebrook.

• **Formules empiriques**

Pour la détermination des pertes de charge linéaires, il existe de nombreux abaques réalisés à partir de formules empiriques. Citons celles qui permettent de calculer les pertes de charge dans les tuyaux en acier galvanisé: $V = 66.99 D^{0.752} i^{0.54}$ et $Q = 52.6 D^{2.752} i^{0.54}$, et celle utilisée pour les tuyaux plastiques: $V = 75 D^{0.69} i^{0.156}$ et $Q = 58.9 D^{2.69} i^{0.561}$. Ces formules sont tirées de *LENCASTRE*, très bien fourni en abaques.

Notons enfin la formule de Manning-Strickler autrefois utilisée, mais dont le domaine de validité est maintenant réservé aux eaux de surface.

• **Pertes de charge singulières**

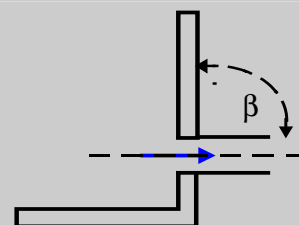
D'après Lencastre, l'expression des pertes de charge singulière peut s'écrire: $\Delta H = K (V^2/2g)$ avec K paramètre dépendant de R_e , de ϵ , mais essentiellement de caractéristiques géométriques.

Ces pertes de charges peuvent être négligées lorsque la longueur de la conduite entre deux singularités est supérieure à 100 fois le diamètre.

• **Principaux coefficients de pertes de charge singulières**

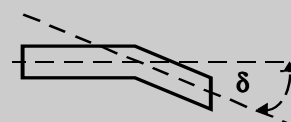
- Rétrécissement brusque (sortie de réservoir) :

β	20°	30°	45°	60°	70°	80°	90°
K	0.96	0.91	0.81	0.7	0.63	0.56	0.5



- Coudes :

δ	22.5°	30°	45°	60°	75°	90°
K	0.17	0.20	0.45	0.7	1.00	1.5



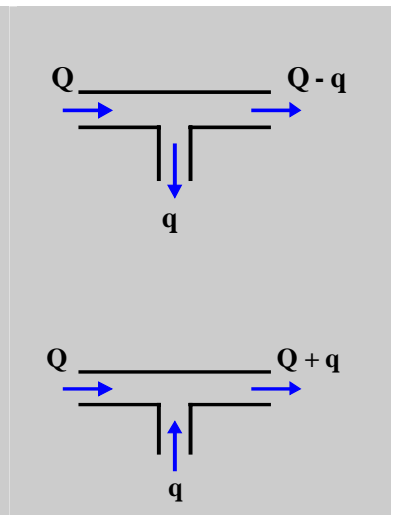
• Tés :

Départ d'un flux q :

q/Q	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K_q		1	1.01	1.03	1.05	1.09	1.15	1.22	1.32	1.38	1.45
K_{Q-q}	0	0.004	0.02	0.04	0.06	0.10	0.15	0.2	0.26	0.32	

Arrivée d'un flux q :

$q/(Q+q)$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
K_q		-0.37	-0.18	-0.07	0.26	0.46	0.62	0.78	0.94	1.08	1.2
K_{Q+q}	0	0.16	0.27	0.38	0.46	0.53	0.57	0.59	0.60	0.59	0.55



2.3 Dimensionnement du réseau

Les documents nécessaires pour le dimensionnement sont:

- les profils topographiques de l'ensemble du réseau.
- le plan de masse avec les débits instantanés maxi dans chaque partie du réseau.

Les documents produits seront:

- les profils de charges de tout le réseau.
- le plan de masse détaillé du réseau.
- le tableau récapitulatif des profils avec toutes les caractéristiques des tronçons du réseau.

2.3.1 Dimensionnement du réservoir

Dans le cas d'adductions gravitaires à partir de captages de sources, le réservoir n'est pas toujours nécessaire. On estime que si le débit utile calculé à partir du besoin horaire le plus élevé est inférieur au débit d'étiage de la source, le réservoir est inutile. Cette option présente de plus l'avantage de ne pas installer de robinet sur les bornes fontaines. Dans le cas contraire, le réservoir doit être soigneusement dimensionné, voir chapitre: Captage de source.

Dans le cadre d'adduction par pompage (Figure 1), le volume du réservoir est calculé en fonction du débit de la pompe et de la fréquence de sa mise en route. Dans la pratique, on considère qu'un volume correspondant à la demande journalière en eau est satisfaisant. Cela permet en effet de ne démarrer la pompe

qu'une fois par jour. Lorsque le pompage est solaire "au fil du soleil", la capacité du réservoir doit être au minimum le volume journalier produit.

Dans le cadre des programmes d'urgence, les réservoirs utilisés sont généralement de taille fixes: 10, 45, 70 et 95 m³, et le nombre de réservoir est donné par les contraintes de traitement de l'eau: voir chapitre Urgence.

2.3.2 Positionnement des ouvrages

- *Bassin de mise en charge*

Le bassin de mise en charge est indispensable dans le cas d'une adduction gravitaire par captage de source (Figure 1). Il permet d'isoler hydrauliquement le captage du réseau, et évite ainsi toute mise en charge accidentelle de la source en cas de problème sur le réseau. Il permet également de tranquiliser le flux venant de la source.

Sa position est choisie juste en aval du captage. C'est souvent les contraintes d'accès au site et de transport des matériaux qui définissent son emplacement exact. Le profil de charge du réseau commence à partir de ce point.

- *Réservoir*

Le positionnement du réservoir est dicté par la nécessité de pouvoir desservir par gravité les bornes fontaines en aval de celui-ci. En première approximation, on considère que les pertes de charges dans la partie distribution du réseau (en dessous du réservoir) sont de l'ordre de 1% ; on trace donc une droite de pente 1% à partir de la borne fontaine la plus haute (en tenant compte d'une pression résiduelle minimum de 10 mCE). Tous les points situés en dessous de cette droite ne sont pas adaptés au positionnement du réservoir (Figure 12).

L'emplacement choisi doit ensuite être validé par un calcul rigoureux des pertes de charge. Dans tous les cas, il faut penser aux problèmes d'accessibilité (transport des matériaux et matériels de construction, entretien...) et de foncier.

Sur la Figure 12, deux emplacements sont possibles. Le site situé en amont se trouve dans une zone apparemment abrupte, et le site situé en aval sur un relief à environ mi-parcours entre le captage et la borne fontaine n°2. En plaçant le réservoir sur le site aval, on permet à celui-ci de jouer le rôle de bassin brise charge, et de limiter la pression statique maximale dans le réseau à 35 m.

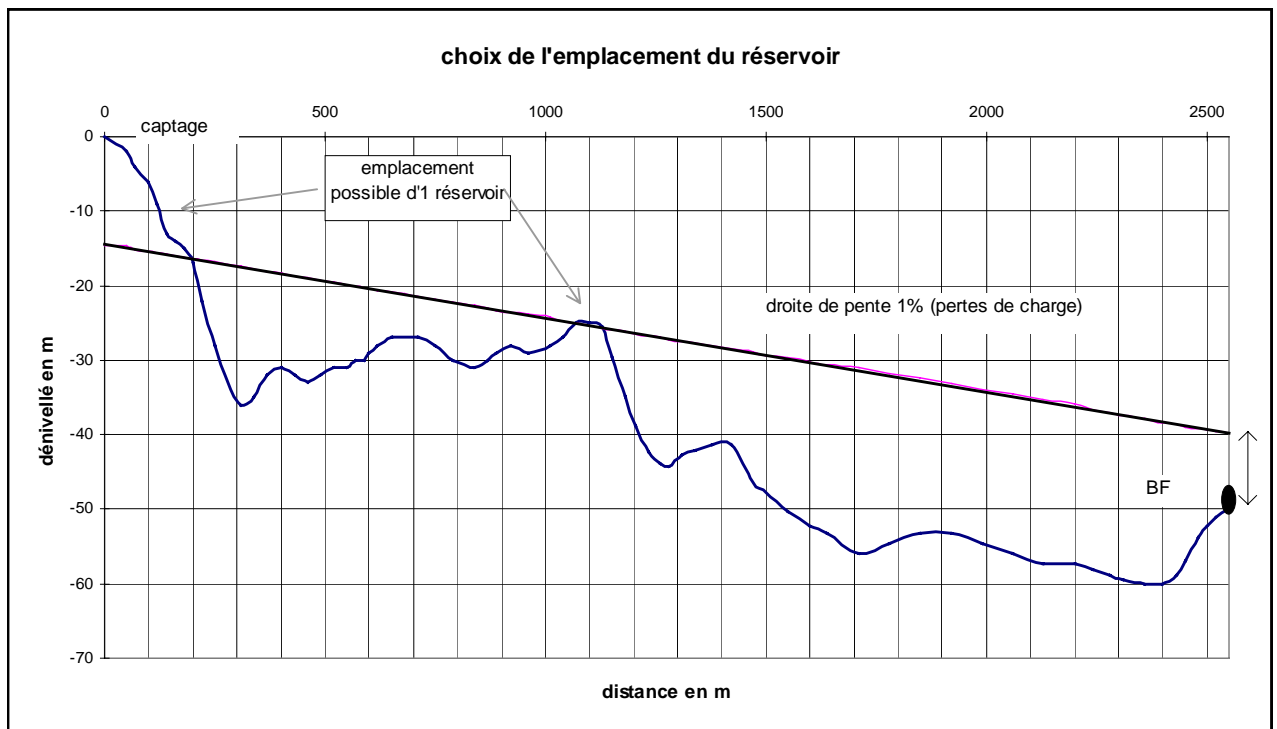


Figure 12: choix de l'emplacement du réservoir - exemple du réseau d'Aloua.

- *Bassin brise charge*

La nécessité de mettre en place des brises charge, ainsi que leur emplacement sont défini par l'étude du profil statique (paragraphe précédent).

2.3.3 Choix des types, diamètres et longueurs de tuyaux

- *Types de tuyaux*

Généralement on privilégie les tuyaux en PE (polyéthylène HD ou BD) jusqu'aux diamètres 3". Au dessus de ce diamètre, il deviennent difficiles à mettre en oeuvre (moins souples, lourds, raccords soudés). Le PVC est facile à utiliser et disponible dans le plupart des pays. Tous les passages hors sol, les franchissement de ravines et les passages en maçonnerie se font en tuyaux galvanisés (GI pipes).

- *Diamètres des tuyaux*

Le diamètres des tuyaux est choisi à partir de l'étude des profils d'énergie et du calcul des pertes de charge.

La vitesse dans les tuyau est fixée à 1m/s, et les pressions résiduelles dans le réseau doivent respecter les règles suivantes:

- 2 à 10 mCE pour les entrées de réservoirs, brises-charge...

- 5 à 15 mCE pour les robinets (5 mCE pour le Talbot)
- un minimum de 10 mCE dans les lignes principales de distribution. C'est en effet la pression qui réside à l'intérieur du tuyau qui empêche les infiltrations d'eau extérieur. La pression de fonctionnement du réseau garantie donc la qualité de l'eau distribuée.

• **Adductions gravitaires - ligne captage/réservoir**

La partie du réseau qui alimente le réservoir à partir d'un captage de source (Figure 1) est dimensionnée pour permettre au débit maximum de la source de transiter dans les tuyaux. Il est en effet important de capter et de transporter la totalité du débit de la source jusqu'au réservoir, même si les besoins actuels de la population sont inférieurs. Cela permettra de réaliser facilement des extensions du réseau dans l'avenir. Il faut bien sûr faire preuve de bon sens et trouver une juste mesure lorsque le débit de la source est très supérieur aux besoins des populations, ou lorsqu'il fluctue de façon importante au cours de l'année.

• **Distibution gravitaire - lignes réservoir/fontaines**

On commence le dimensionnement du réseau par la ligne principale, puis les lignes secondaires. On procède par essais successifs jusqu'à ce que le diamètre choisi permette d'obtenir la pression résiduelle requise.

Dans l'exemple de la Figure 13, la $P_{résiduelle}$ est visualisée par le dénivelé entre le point B au sol et le point du profil piezométrique à sa verticale.

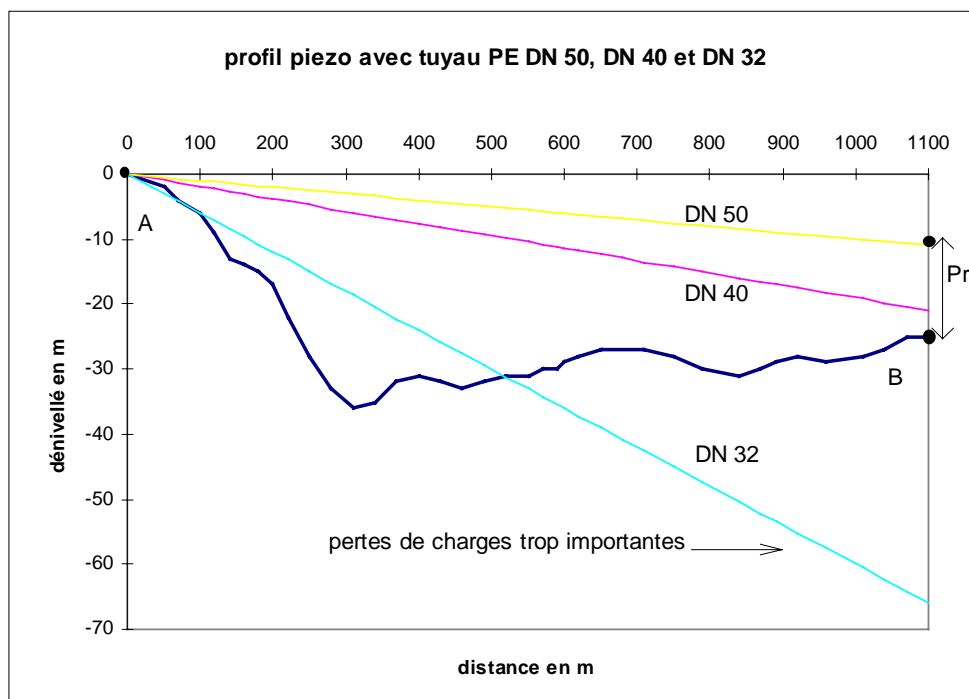


Figure 13: visualisation des pertes de charges avec différents diamètres de tuyau pour la première partie du réseau d'Aloua.

Le diamètre requis est DN 50.

- Avec
- un tuyau DN 50 la $P_{résiduelle}$ est positive et égale à 14 mCE.
 - un tuyau DN 40 la $P_{résiduelle}$ est positive et égale à 4.1 mCE.
 - un tuyau DN 32 la $P_{résiduelle}$ est négative et égale à -41 mCE.

La Figure 14 présente un passage de relief pour lequel la pression doit être maintenue au dessus de 10 mCE.

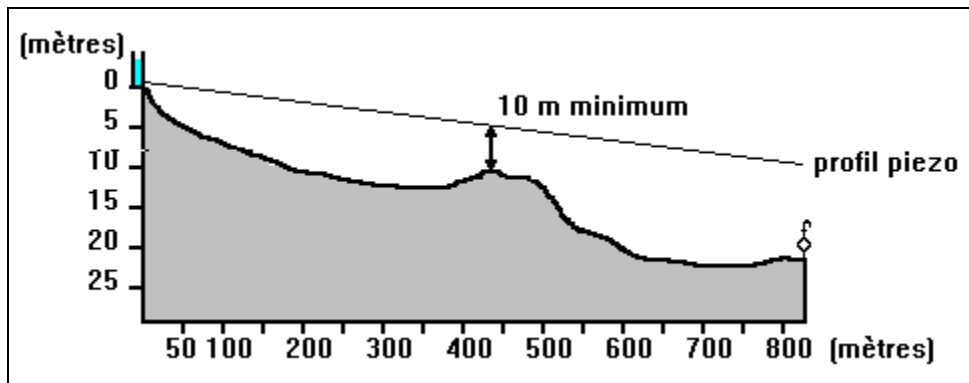


Figure 14: passage d'un relief

Sur le plan économique on a toujours intérêt à utiliser des tuyaux de petit diamètre qui sont moins onéreux. On peut donc être amené à utiliser deux diamètres différents sur une même ligne pour optimiser le coût du réseau (Figure 15).

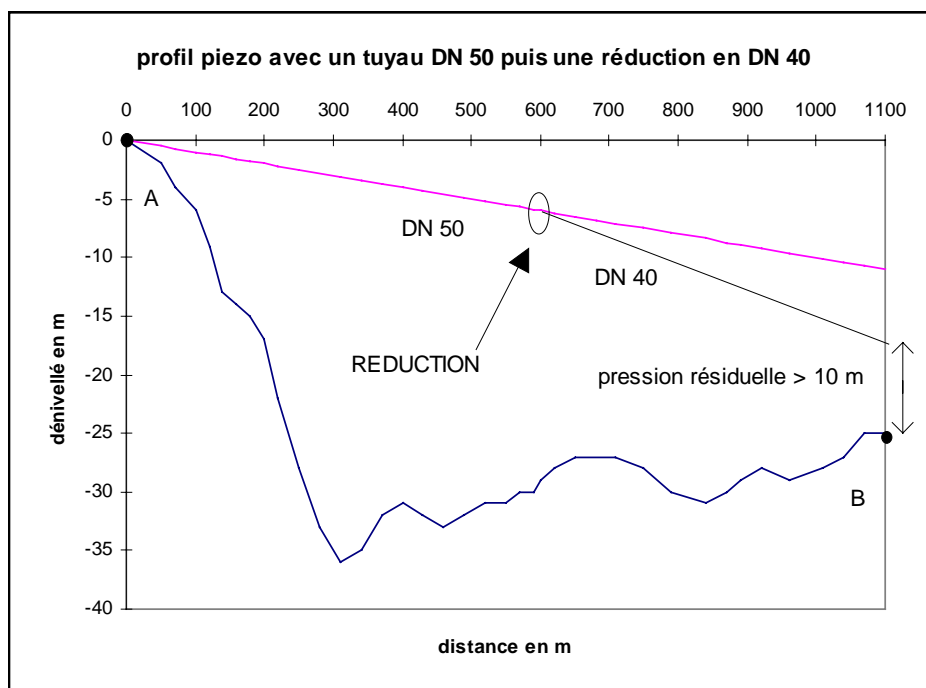


Figure 15: combinaison de 2 diamètres de tuyaux pour avoir une pression résiduelle de 10 mCE au point B - exemple de la première partie du réseau d'Aloua.

Les profils de charge des différentes lignes, accompagnés d'un tableau récapitulatif regroupent toutes ces informations. L'exemple de la ligne desservant la borne fontaine n°2 du réseau d'Aloua est présenté sur le Tableau et Figure 16.

Box 2: Temps de vidange d'un réservoir

Réservoir ouvert par un orifice

La durée de vidange d'un réservoir, ouvert sur un coté d'un orifice est donnée par: $t = (2 S (\sqrt{h_1} - \sqrt{h_2})) / (k s \sqrt{2g})$ avec:

t = temps de vidange en secondes

S = surface du réservoir en cm^2

s = surface de l'orifice en cm^2

g = accélération de la pesanteur, 981 cm/s^2

h_1 = hauteur initiale de l'eau au dessus de l'orifice, en cm

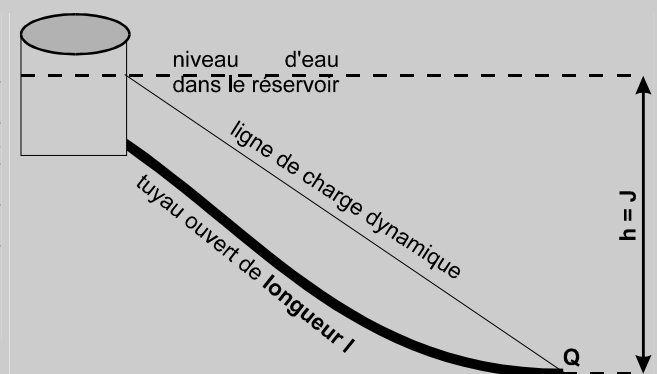
h_2 = hauteur finale de l'eau au dessus de l'orifice, en cm ($h_2 = 0$ si la vidange est complète)

k = coefficient de contraction. $0.5 < k < 1$ en fonction de l'orifice. Pour un petit orifice à mince paroi ou un orifice noyé $k = 0.62$, pour un ajustage cylindrique rentrant $k = 0.5$, et pour un ajustage cylindrique extérieur $k = 0.82$.

Réservoir connecté à un tuyau ouvert - débit gravitaire maximum dans une canalisation

Lorsque la pression résiduelle d'une canalisation qui se décharge librement dans l'atmosphère est nulle, le débit qui transite dans le tuyau est le débit gravitaire maximum.

Dans de telles conditions, les pertes de charges J correspondent en bout de canalisation à la totalité du dénivelé disponible h. Connaissant la distance l entre les deux points, il est facile de calculer ou de lire sur un abaque le débit Q qui transite.



Réseau de distribution gravitaire

point considéré		débit	diamètre	longueur	facteur friction	ΔP	P_h (1)	cote topo (2)	P_h res (2)
station (1)	station (2)	(l/s)	(mm)	(m)	A(%)	(m)	$P_{hydrodynamique}$ mCE	(m)	$P_{hydrodynamique}$ (mCE)
Source	Réduc	2.52	50	330	1	3.3	0	36	32.7
Réduc	Réservoir	2.52	40	770	1.9	14.7	32.7	25	7.7
Réservoir	J1	2.5	63	500	1.4	7	0	52	20
J1	J2	0.75	50	800	0.87	7	20	60	21
J2	BF2	0.5	40	150	0.7	1	21	49.85	10.25

(Source-Réservoir): le débit pris en compte pour le dimensionnement est le débit maximal fourni par la source.

On utilise une combinaison de 2 diamètres de tuyaux sur cette portion:

(Source-Réduction):

P_s : pression statique ; P_h : pression dynamique

Pression à la réduction = P_s réduction - ΔP

$\Delta P = A(\%) \times L(m)$

$$P_h \text{ réduction} = 36 - 3.3 = 32.7 \text{ mCE}$$

$$\Delta P = 1 \times 330 = 3.3 \text{ mCE}$$

(Réduction-Réservoir):

Pression au réservoir = P_h réduction + (P_s Réservoir - P_s Réduction) - ΔP

$\Delta P = A(\%) \times L(m)$

$$P_h \text{ réservoir} = 32.7 + (25 - 36) - 14.7 = 7 \text{ mCE}$$

$$\Delta P = 1.9 \times 770 = 14.7 \text{ mCE}$$

(Réservoir-BF2): Le réservoir étant un ouvrage à surface libre la pression à sa surface est nulle (en pression relative).

(Réservoir-J1):

Pression en J1 = P_h Réservoir + (P_s J1 - P_s réservoir) - ΔP

$\Delta P = A(\%) \times L(m)$

$$P_h \text{ J1} = 0 + (52 - 25) - 7 = 20 \text{ mCE}$$

$$\Delta P = 1.4 \times 500 = 7 \text{ m}$$

(J1-J2):

Pression en J2 = P_h J1 + (P_s J2 - P_s J2) - ΔP

$\Delta P = A(\%) \times L(m)$

$$P_h \text{ J2} = 20 + (60 - 52) - 7 = 21 \text{ mCE}$$

$$\Delta P = 0.87 \times 800 = 7 \text{ m}$$

(J2-BF2):

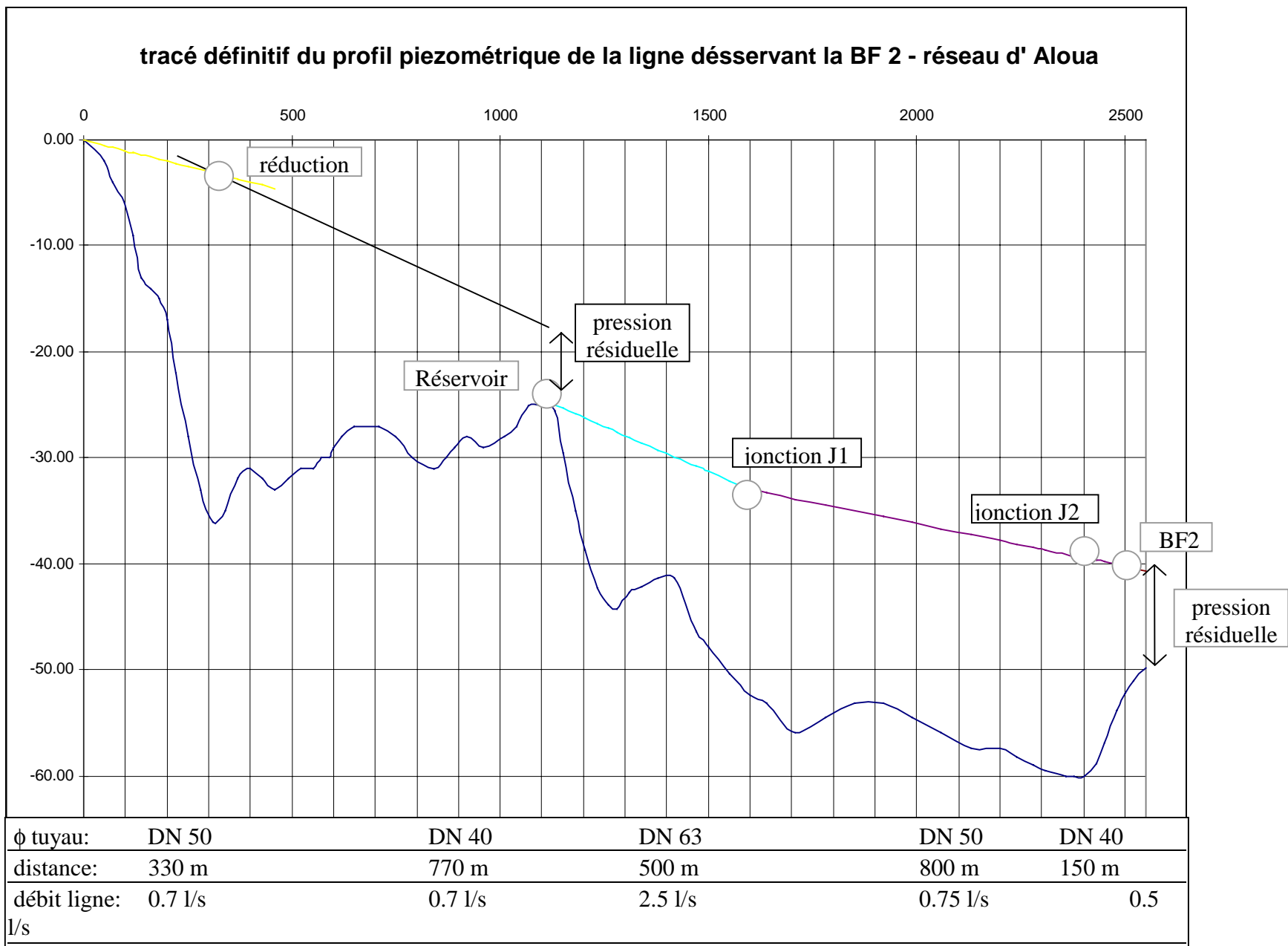
Pression résiduelle à BF2 = P_h J2 + (P_s J2 - P_s J2) - ΔP

$\Delta P = A(\%) \times L(m)$

$$P_h \text{ BF2} = 21 + (49.85 - 60) - 1 = 10.25 \text{ mCE}$$

$$\Delta P = 0.7 \times 150 = 1 \text{ m}$$

Tableau et Figure 16: tableau et profil récapitulatif - ligne principale - Aloua



2.3.4 Plan de vannage du réseau

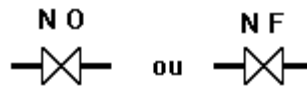
Un certain nombre de vannes doivent être installées sur le réseau. Elles ont différentes fonctions, et doivent toutes figurer sur un plan spécifique.

- vannes de réglage



Pour garantir le bon fonctionnement du réseau, il faut impérativement respecter les débits qui ont servi au dimensionnement. Pour cela on installe des vannes de régulation à l'entrée de chaque borne fontaine ainsi qu'à l'entrée du (ou des) réservoirs et brises charges.

- vannes de type ouvert-fermé



Des vannes d'arrêt (vannes ouvert-fermé du type boisseau sphérique) sont installées pour permettre d'isoler les différentes branches du réseau. Cela permet de couper l'alimentation de certaines zones en cas de fuite ou de travaux d'entretien. Ces vannes sont installées à chaque jonction importante. De même, des vannes de vidanges sont disposées sur tous les réservoirs, brises charges et bassins de mise en charge.

Ces vannes sont 'normalement ouvertes' (NO) ou 'normalement fermées' (NF) suivant leurs rôles ; une vanne d'isolation est NO, une vanne de vidange est NF.

Elles sont toutes placées dans des boîtes à vannes qui permettent d'intervenir facilement tout en les protégeant.

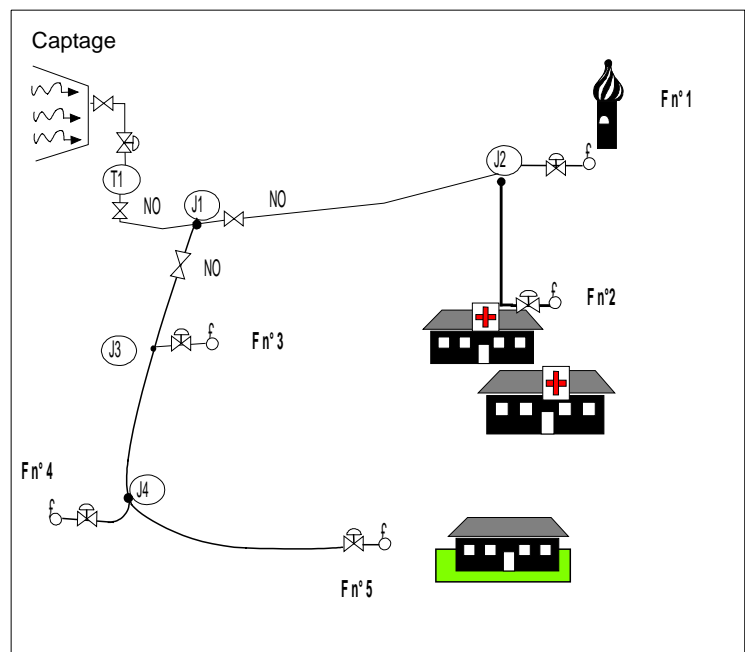


Figure 17: plan de vannage du réseau d'Aloua (hors vidanges et purges d'air)