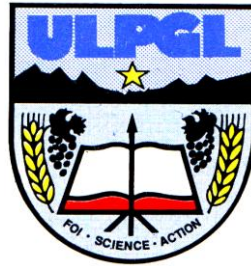


UNIVERSITE LIBRE DES PAYS DES GRANDS LACS

ULPGL/GOMA



BP. 368 GOMA

www.ulpgl.net

FACULTE DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES APPLIQUEES

DEPARTEMENT DE GENIE - CIVIL

Avant-projet d'adduction en eau potable dans le village TURUNGA

Travail présenté en vue de l'obtention du Diplôme de
Graduat en Sciences Appliquées

Par **MBAMBU KANIKI SYNTYCHE**

Option : Génie - civil

Directeur : Dr. MUHIWA AMBOKO

Encadreur : Ir. Paterne BADESIRE

ANNEE ACADEMIQUE 2021 - 2022

0. INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une des plus précieuses richesses que l'être humain puisse avoir tout au long de sa vie, et cela se veut indubitable à tout point de vue. Elle est une source de vie sans pareille. Elle est par la même occasion un des droits les plus fondamentaux dont nul homme ne peut être privé. De ce fait, tout conscient humain, depuis la nuit des temps, n'a cessé de s'organiser pour trouver des moyens bien appropriés afin de pouvoir répondre à ses besoins primaires en tentant de maîtriser la science relative à l'eau. D'où le recours aux méthodes et techniques spécifiques consistant à transporter, conserver et à distribuer de l'eau en se basant sur les besoins de la population [1].

Des années sont passées, et le monde a connu des véritables avancées dans son vaste domaine de la connaissance, permettant ainsi à l'homme de mettre en place des systèmes complexes de captage, d'adduction et de distribution de l'eau à des degrés de potabilité améliorés. Ces diverses connaissances de ces systèmes, lui ont facilité la gestion des grands réseaux hydrauliques pour servir en eau.

C'est sous cet angle d'idées que des pays en voie de développement n'ayant pas assez de moyens financiers en leurs dispositions ou n'étant pas suffisamment organisés souffrent de la pénurie d'eau potable. La République Démocratique du Congo, n'en est aucunement pas épargnée. En effet, l'accès à l'eau potable a souvent été un problème pour une grande partie de la population. Il est pourtant possible d'y remédier si ce problème qui se vit dans les villes du pays est attaqué depuis sa source. En prévenant les divers risques y relatifs, la qualité de vie de la population peut croître. Des vulnérables s'exposent à d'énormes risques à la recherche de l'eau dans des heures inappropriées et s'exposant ainsi aux viols, aux kidnappings, aux tueries, etc.

Ces études étant réalisées dans une des régions de la R.D.C, le village TURUNGA, ces constats nous ont ramenés au fait selon lequel bon nombre de quartiers s'y trouvant connaissent des problèmes liés au manque notoire en eau potable. Cela est remarqué même sur le plan global. Malgré l'insécurité grandissante, le besoin d'avoir accès à de l'eau potable dans des circonstances pour le moins propice reste primordial. Des femmes sont victimes des viols et des enfants se heurtent contre le kidnapping, les hommes aussi n'en étant pas épargnés. Dans tous les cas, les risques liés à la recherche d'eau demeurent énormes [2].

Pour aborder convenablement ce sujet d'étude, la question principale consistait à évaluer les principaux paramètres à prendre en compte pour un avant-projet d'adduction. Un certain nombre de questionnements secondaires a servi de guide, notamment à savoir les conditions qu'imposerait le terrain quant à l'emplacement des installations du réseau hydraulique, les quantités (en m³) auxquelles tendraient les besoins journaliers en eau de la population et enfin la tuyauterie résistante mais économique que l'on utiliserait, les types des machines susceptibles d'intervenir dans la réalisation de ces études ainsi que les paramètres y relatifs.

Il est donc à noter que dans un premier temps, les données démographiques permettraient non seulement d'évaluer les réels besoins de la population quant à sa consommation journalière mais également de mener une étude en fonction de l'accroissement de ces dits besoins à l'horizon. Ensuite serait question de proposer un dimensionnement adéquat d'un réseau hydraulique muni d'installations nécessaires capables de fournir de l'eau potable aux habitants. Ce réseau permettrait de réduire considérablement l'exposition aux risques des maladies liées à la consommation de l'eau non potable et faciliterait ainsi l'accès de la population à l'eau potable dans leurs ménages.

Tout en nous basant ainsi sur des nouveaux systèmes de bonne politique de gestion, nous tisserons ce Travail de Fin de Cycle traitant sur « **Avant-projet d'adduction en eau potable dans le village TURUNGA** ». En effet, le manque d'eau demeure un des plus grands problèmes de de la RDC en général et de la province du Nord-Kivu en particulier. Le taux de malnutrition liée à la consommation de l'eau non-potable de la population se lève à environ 43% [3]. Il faut comprendre donc que l'amélioration des conditions sanitaires de la population transite directement par la mise au point d'une structure fournissant de l'eau potable à la population.

L'objectif général de cette étude est de concevoir un réseau hydraulique permettant premièrement de capter et de conserver de l'eau de manière à effectuer une distribution d'eau à la population du village TURUNGA dans des conditions de sécurité tant sanitaires et durables, en minimisant les risques y relatifs.

D'une manière secondaire, ce travail a pour objectif spécifiques notamment, s'enquérir des conditions qu'imposerait le terrain quant à l'emplacement des installations du réseau hydraulique ; d'estimer les besoins journaliers en eau de la population ; de dimensionner tous

les ouvrages nécessaires, de la source jusqu'au réservoir, ensuite du réservoir aux robinets des consommateurs.

Se basant sur des contextes scientifiques, le présent sujet permettra dans un premier temps de mettre en application les notions vues dans certains cours (M.T.E, Hydrologie et notions d'hydraulique, Hydraulique urbaine, Constructions hydrauliques, ...).

Du point de vue social, une fois mis en application, le présent travail garantira une certaine sécurité socio-sanitaire à la population vivant dans le village TURUNGA.

Hormis l'introduction et la conclusion générale, l'ossature avec laquelle est tissée ce travail de fin de cycle présente trois chapitres. Le chapitre premier traite des Généralités, le deuxième chapitre présente la méthodologie ainsi que le village TURUNGA et enfin, le troisième chapitre présente les résultats obtenus.

CHAPITRE I. GENERALITES

Mener une étude d'adduction en eau potable nécessite la connaissance de plusieurs bases scientifiques qui parlent des propriétés de l'eau et de son parcours depuis sa source jusqu'aux robinets des consommateurs. C'est ainsi que le long de ce chapitre, sera donné quelques bases scientifiques et notions issues des recherches faites sur ce sujet notamment les généralités sur l'eau, l'addiction, le cycle de l'eau, le système de pompage ainsi que sur la qualité de l'eau. Ces dites recherches vont nous conduire dans le vif du sujet de ce fait nous guider vers le deuxième chapitre.

I.1. Généralités sur l'eau [1]

I.1.1. Définition

L'eau est un liquide incolore transparent, inodore, insipide qui constitue un milieu indispensable à la vie. Elle couvre trois quart de la surface terrestre et joue un rôle primordial pour tout ce qui a trait à la vie.

I.1.2. Propriétés de l'eau

En soi, l'eau est essentielle à la vie et les espèces vivantes en contiennent des proportions variables. L'organisme humain contient environ 60% d'eau. Cette quantité varie en fonction de l'âge, de la nature des tissus (reins 80% d'eau, les os seulement 10%), du sexe, etc. Cette eau, de l'organisme humain, est compartimentée en plusieurs secteurs hydriques :

- Liquide intracellulaire : 40%,
- Liquide extracellulaire : 20%,

Liquides totaux de l'organisme représentent 60% de la masse corporelle. Les liquides extracellulaires représentent le plasma (4%) ainsi que la lymphe (16%).

Le comportement des biomolécules dépend des caractéristiques physico-chimiques ainsi que biologiques de la molécule d'eau.

a) Propriétés physiques

Elle se présente, dans la nature, sous trois états physiques. Ces états physiques dépendent et varient directement de la pression, de la température ainsi que du degré de pollution de l'atmosphère. Les états physiques de l'eau sont donc :

- L'état **solide** : cet état est marqué par la présence des températures basses, allant au-dessous de 0°C . L'eau peut alors se présenter sous forme de neige ou de glace,
- L'état **liquide** : état caractérisé par l'eau chimiquement pure ou chargée en solutés. Physiquement, il s'agit de l'état nécessaire à la consommation. Traitée, elle peut ainsi être potable.
- L'état **gazeux** : caractérisé par la vapeur d'eau s'étant créée avec l'augmentation de la température et cela à différents degrés de pression et de saturation.

La figure figure 1 donne les différentes conditions de pression et de température pour les trois états de l'eau, ainsi que les transformations de phase. Elle présente les états physiques de l'eau dans un diagramme tenant compte de l'influence de la température en fonction de la pression.

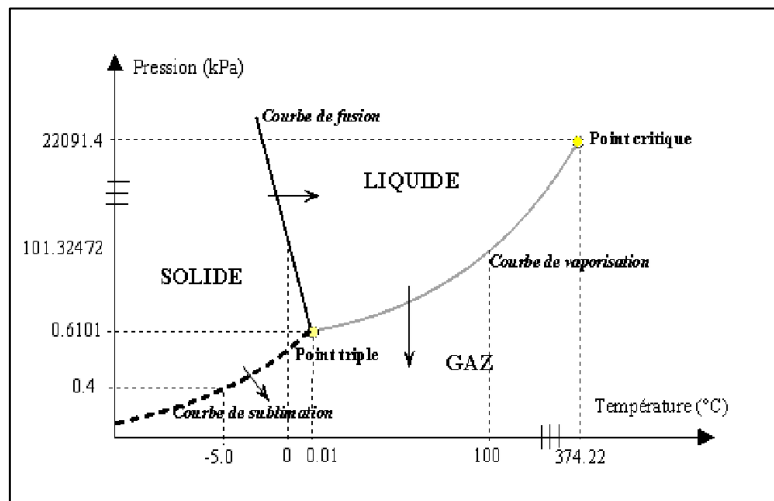


Figure 1 Diagramme de Clapeyron, illustrant les états physiques de l'eau en fonction de la pression et de la température

L'eau se retrouve, sous ses trois formes dans l'atmosphère terrestre. Les eaux sont en constante circulation sur la terre et subissent des changements d'état. L'importance de ces modifications fait de l'eau le principal agent de transport d'éléments physiques, chimiques et biologiques.

b) Propriétés chimiques

Chimiquement, l'eau est une molécule polaire. En effet, la charge de la molécule est nulle mais les électrons des liaisons covalentes sont répartis de façon différente entre l'oxygène et l'hydrogène. Il existe une dissymétrie des charges internes, d'où une charge ponctuelle et partielle qui est positive pour l'Hydrogène et deux fois négative pour l'Oxygène. La molécule

d'eau est donc « **un dipôle électrique** ». Elle est capable de se dissocier en faisant une ionisation faible. L'eau peut-être une base ou un acide. C'est à dire, en solution :



L'eau est, de par ses propriétés électriques et sa constitution moléculaire, un solvant polaire particulièrement apte à la mise en solution de nombreux corps gazeux, liquides polaires, et surtout solides. Elle est également une molécule qui participe à la création de liaisons hydrogènes (liaison faible). C'est une liaison des molécules neutres à charges partielles permanentes, avec mise en commun d'un atome d'Hydrogène en 2 atomes électronégatif (notamment Oxygène, Azote) qui attirent des électrons en permettant ainsi de former un réseau.

c) Propriétés biologiques

L'eau, l'oxygène et le dioxyde de carbone contribuent à créer des conditions favorables au développement des êtres vivants. Il existe un cycle biologique au cours duquel s'effectuent une série d'échanges grâce à l'eau. Celle-ci est le constituant principal (en volume) des êtres vivants (tel que ci-haut mentionné) et plus particulièrement du protoplasme de toutes les cellules. L'eau compose aussi la plus grande partie des aliments, notamment 70 à 95 % des viandes, fruits et légumes. De ce fait, concluons en avançant l'évidence selon laquelle l'eau c'est la vie, cela vu toutes les possibles relations qui existent entre l'eau et les êtres vivants.

Une eau potable est une eau que l'on peut boire sans risque pour la santé. Pour qu'une eau soit dite potable, elle doit satisfaire à un certain nombre des caractéristiques parmi lesquelles on peut citer :

- L'eau potable doit être limpide, incolore, fraîche (10° - 12° C), inodore et de saveur agréable.
- Une eau acide possède un pH bas tandis qu'une eau trop basique possède un pH élevé et on considère que le pH d'une eau neutre est 7. Le pH conseillé de l'eau potable doit se situer entre 6,5 et 8,5.
- Elle ne peut contenir de substances toxiques minérales ou organiques.

La formule chimique de l'eau est H₂O, sa densité est 1, sa masse volumique est 1000 Kg/m³. On peut retrouver l'eau sous trois états : solide, gazeux et liquide. L'eau se solidifie à 0°C et c'est un fluide incompressible.

I.2. Mot sur l'adduction d'eau [2]

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau de sa source à travers un réseau de conduites vers les lieux de consommation. C'est également l'ensemble de conduites, ouvrages et appareillages permettant le transport de l'eau captée, jusqu'à son lieu de stockage. De la source aux robinets, l'eau fait le parcours suivant :

I.2.1. Le captage

En parlant du captage de l'eau potable on voit l'ensemble de techniques et d'ouvrages qui permettent de capter, de collecter de l'eau au niveau de la ressource en eau. Cette eau peut être une eau de surface telle qu'une rivière, un lac ou une eau de profondeur telle qu'un puits ou forage. C'est un dispositif de prélèvement (collecte passive ou pompage) d'eau potable.

I.2.2. Le réseau

Le réseau désigne les canalisations qui permettent de transporter l'eau depuis sa source jusqu'aux robinets des abonnés. Il comprend le réseau d'adduction qui désigne l'ensemble de canalisations ou de tuyaux permettant le transport de l'eau entre le captage et le réservoir de stockage. Il peut être gravitaire lorsque la côte de captage de l'eau est largement supérieure à celle du stockage. Par suite, l'eau coule dans des conduites sous pression et non à surface libre (C'est le principe du château d'eau).

Le réseau d'adduction peut être aussi par refoulement (c'est à dire non gravitaire) et dans ce cas il faudra installer une station de pompage qui se compose de l'ensemble de pompes qui donnent l'énergie de pression nécessaire à l'eau pour être refoulée. La station de pompage désigne aussi l'ensemble de moteurs qui font fonctionner (tourner) les pompes et les accessoires nécessaires à la station de pompage tel que tableau de commande, anti bélier, ...

Il existe aussi le réseau de distribution d'eau qui est l'ensemble de conduites et d'ouvrages qui permettent la distribution de l'eau stockée aux abonnés. Ce réseau de distribution peut être ramifié, maillé, comme il peut être les deux à la fois.

I.2.3. Le stockage

Le stockage est l'ensemble d'ouvrages du génie civil qui assurent principalement l'emmagasinement de l'eau dans le (ou les) réservoir(s). Il permet d'assurer la régularité du débit capté et pour avoir des réserves d'eau en cas d'indisponibilité de la conduite d'amenée et la mise en pression de cette eau. Un réservoir d'eau est une enceinte de confinement de l'eau permettant son stockage pour une utilisation ultérieure. Il existe deux types de réservoirs à savoir :

- Les bâches au sol ou semi enterrées : lorsque la différence d'altitude entre les abonnés et le réservoir permet d'avoir une pression de distribution correcte dite pression de « confort » qui est de 3 bars, soit une différence d'altitude de 30 mètres entre l'habitation et le réservoir de stockage ;
- Les châteaux d'eau : l'eau est pompée du point de prélèvement jusqu'en haut de ces ouvrages pour être distribuée aux abonnés. Ils sont principalement présents dans les zones de plaines.

I.2.4. Le traitement de l'eau

Avant que l'eau soit distribuée aux abonnés, elle doit d'abord être traitée pour qu'elle soit potable. Comme on l'a dit ci-haut, une eau potable est une eau que l'on peut boire sans risque pour la santé. Afin de définir précisément une eau potable, des normes ont été établies qui fixent notamment les teneurs limites à ne pas dépasser pour un certain nombre de substances nocives. Le fait qu'une eau soit conforme aux normes, c'est-à-dire potable, ne signifie donc pas qu'elle soit exempte de matières polluantes, mais que leur concentration a été jugée suffisamment faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur. Selon ces normes, une eau potable doit être exempte de germes pathogènes (bactéries, virus) et d'organismes parasites, car les risques sanitaires liés à ces micro-organismes sont grands. Elle ne doit contenir certaines substances chimiques qu'en quantité limitée : il s'agit en particulier de substances qualifiées d'indésirables ou de toxiques, comme les nitrates et les phosphates, les métaux lourds, ou encore les hydrocarbures.

I.3. Notion sur le cycle de l'eau

Il serait convenable de parler du cycle de l'eau avant de traiter de la qualité ainsi que de la quantité requises pour cette étude.

Le cycle de l'eau, appelé aussi **cycle hydrologique**, est l'ensemble des cheminements que peut suivre une particule d'eau. Ces mouvements, accompagnés de changements d'état, peuvent s'effectuer dans l'atmosphère, à la surface du sol et dans le sous-sol. Chaque particule n'effectue qu'une partie de ce cycle et avec des durées très variables : une goutte de pluie peut retourner à l'océan en quelques jours alors que sous forme de neige, en montagne, elle pourra mettre des dizaines d'années.

En effet, sous l'effet du rayonnement solaire, l'eau évaporée à partir du sol, des océans et des autres surfaces d'eau, entre dans l'atmosphère. L'élévation d'une masse d'air humide permet le refroidissement général nécessaire pour l'amener à saturation et provoquer la condensation de la vapeur d'eau sous forme de gouttelettes constituant les nuages, en présence de noyaux de condensation. Puis la vapeur d'eau, transportée et temporairement emmagasinée dans les nuages, est restituée par le biais des précipitations aux océans et aux continents.

Une partie de la pluie qui tombe peut-être interceptée par les végétaux puis être partiellement restituée sous forme de vapeur à l'atmosphère. La pluie non interceptée atteint le sol. Suivant les conditions données, elle peut alors s'évaporer directement du sol, s'écouler en surface jusqu'aux cours d'eau (ruissellement de surface) ou encore s'infiltrer dans le sol. Il peut aussi y avoir emmagasinement temporaire de l'eau infiltrée sous forme d'humidité dans le sol, que peuvent utiliser les plantes. Il peut y avoir percolation (l'infiltration profonde dans le sol, en direction de la nappe phréatique) vers les zones plus profondes pour contribuer au renouvellement des réserves de la nappe souterraine. Un écoulement à partir de cette dernière peut rejoindre la surface au niveau des sources ou des cours d'eau. L'évaporation à partir du sol, des cours d'eau, et la transpiration des plantes complètent ainsi le cycle.

La figure 2 illustre schématiquement le cycle de l'eau en mettant en exergue ses différentes étapes :

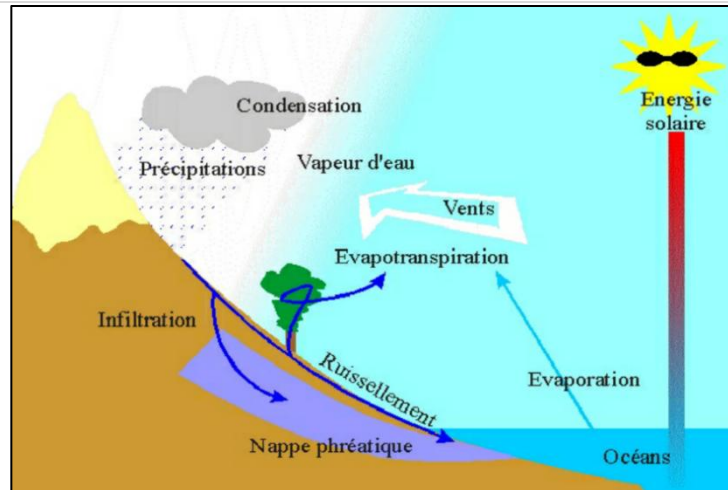


Figure 3 Le cycle de l'eau

Le cycle de l'eau est donc sujet à des processus complexes et variés parmi lesquels nous citerons les précipitations, l'évaporation, la transpiration (des végétaux), l'interception, le ruissellement, l'infiltration, la percolation, l'emmagasinement et les écoulements souterrains, en peu de mots [3].

I.4. Les besoins en eau

I.4.1. Définition

Selon le Prof. MORARECH MOAD (2015), pour définir les besoins en eau il y'a deux aspects, dont l'aspect qualitatif (traitement des eaux) et l'aspect quantitatif de ces besoins en eau, qui est la base pour dimensionner les différents ouvrages (de traitement, stockage et de transport) à mettre en œuvre.

I.4.2. Catégories de consommation d'eau

La consommation étant définie comme la quantité d'eau facturée aux usagers, ses différentes catégories sont ainsi les suivantes :

- ✓ **Consommation publique** : c'est une eau destinée aux équipements publics tels que les écoles, les hôpitaux, ...
- ✓ **Consommation industrielle** qui se fait de deux façons, soit pour le refroidissement, soit pour le lavage de matière première. Cette consommation dépend de la nature de l'industrie.

-
- ✓ **Consommation touristique** : il s'agit de la consommation des établissements touristiques : hôtels, campings, ...
 - ✓ **Consommation agricole** : c'est celle servant à l'irrigation.

Les étapes pour déterminer la quantité d'eau nécessaire pour une agglomération sont :

ETAPE 1 :

- ✓ Appréciation des besoins unitaires actuels relatifs à chaque catégorie de consommation
- ✓ Evaluation des besoins globaux actuels du périmètre d'aménagement

ETAPE 2 :

Prévisions des besoins pour différents horizons où il faut tenir compte d'une double augmentation celle des besoins unitaires et celle du nombre habitants. Pour estimer les besoins en eau, les données à prendre en compte dans les études d'AEP sont :

- ✓ **La démographie** : C'est la base de l'étude d'AEP
- ✓ **Taux de branchement** : c'est la proportion des ménages ayant l'eau potable à domicile par rapport au nombre total des ménages de chaque agglomération calculée à la fin de chaque année.
- ✓ **Dotation** : C'est la quantité d'eau que peut consommer une ou plusieurs personnes dans un intervalle de temps bien défini. On distingue la dotation unitaire qui est une estimation de la consommation unitaire par catégorie d'utilisateur. Elle s'obtient par le rapport entre la consommation totale d'une catégorie déterminée et le nombre de consommateurs de cette catégorie. Il y a aussi la dotation globale qui est l'estimation de la consommation totale d'eau potable d'une agglomération.
- ✓ **Rendement** : Il désigne les pertes d'eau qu'on enregistre dans un réseau d'alimentation en eau potable. On distingue le rendement à la Production et le rendement à la Distribution. Le rendement d'adduction représente les pertes d'eau dans les systèmes d'adduction. Le rendement de distribution représente les pertes d'eau dans les systèmes de distribution.
- ✓ **Pointe** : C'est un court moment durant lequel la consommation en eau est la plus importante.

I.4.3. Niveaux de besoins en eau

Il existe trois niveaux de besoins en eau : la production qui est la quantité prélevée à laquelle on diminue les pertes au niveau de la production, la distribution qui est la quantité en eau distribuée et la consommation qui est la quantité d'eau consommée par les utilisateurs.

I.4.4. Prévision des besoins pour différents horizons

Avant de projeter un réseau d'AEP, on est amené à étudier l'évolution de la population, et d'analyser le développement socio-économique prévu pour pouvoir finalement effectuer un choix en matière de satisfaction des besoins à court, moyen ou long terme. Les études des besoins en eau aboutissent à la détermination de la demande en eau d'une population sur une période appelée « Horizon d'Etude » de l'ordre de 5, 10, 15 à 20 ans.

Pour le calcul de la population projetée, plusieurs méthodes sont utilisées pour l'estimation de la population, la plus utilisée est la méthode rationnelle.

Selon cette méthode, le nombre d'habitants futur (à l'année du projet) dans une agglomération est déterminé par :

$$N_0 = N (1 + a)^n \quad (1.1)$$

Avec N_0 le d'habitants futur à l'année du projet, N le nombre d'habitants en une année quelconque, a le taux d'accroissement annuel de la population et n le nombre d'années entre N et N_0 [1].

I.5. Les conduites et les tuyaux

I.5.1. Définition

Les conduites sont des éléments de liaison qui connectent différents éléments du réseau entre eux. Elles constituent les seuls moyens par lesquels l'eau peut circuler d'un point à un autre.

I.5.2. Tracé des conduites

a) Tracé en plan

Les conduites d'adduction seront posées le long des voies de communication existantes pour des raisons économiques, de facilité de pose et de maintenance ultérieure des installations.

b) Profil en long

Les conduites d'adduction sont souvent enterrées pour des raisons de protection, de commodité d'exploitation et de régularité de la température de l'eau. Elles ont des profils en long différents de celui du terrain naturel.

Le choix d'un profil en long poursuit trois 3 objectifs :

- ✓ Minimiser les terrassements à l'exécution,
- ✓ Vidanger des tronçons de conduites en cas de maintenance curative,
- ✓ Evacuer l'air qui pourrait s'y accumuler dont les conséquences sont la réduction de débit, le gaspillage d'énergie et les coups de bélier.

Il faut éviter les tracés trop accidentés dont les conséquences sont la création de plusieurs zones de surpression et de dépression, la dégradation des jonctions des éléments de conduite, ainsi que la formation de poches d'air.

Pour protéger et entretenir la conduite, le profil en long choisi tiendra compte de la nécessité d'accumuler l'air non dissous en des points hauts prédéterminés où seront installés les appareils d'évacuation de cet air et de créer des points bas où seront construits des systèmes de décharge des conduites.

En pratique, les dispositions suivantes seront prises : créer des pentes minimales supérieures à 0,3% et Réduire le nombre de changements de pente dû au relief du terrain naturel. Lorsque le profil du terrain naturel est horizontal, il faut créer des pentes artificielles de 0,2 à 0,3% en partie montante sur une distance d'environ 100 m et 0,4 à 0,6% en partie descendante sur une distance d'environ 50m.

I.5.3. Pose des conduites

Les conduites d'adduction sont le plus souvent enterrées pour les protéger contre les intempéries (ensoleillement, réchauffement de l'eau, blocage par refroidissement du liquide). Elles doivent être enterrées afin d'éviter l'encombrement des voies de circulation sous lesquelles elles sont posées et de prévenir leur ovalisation ou leur écrasement par les charges trop lourdes, les chocs. La profondeur et la largeur minimales sont données par les formules ci-dessous :

$$H_{\min} \geq 0.50 \text{ m} + D_{\text{ex}} \quad (1.2)$$

$$L_{\min} \geq 0.40 \text{ m} + D_{\text{ex}} \quad (1.3)$$

Avec D_{ex} = Diamètre extérieur de la conduite, H_{\min} = Profondeur minimale et L_{\min} = Largeur minimale.

De façon pratique les profondeurs de la tranchée seront comprises entre 0.80 et 5.00 m et une moyenne 1,0 m.

$$0.80 \text{ m} < h < 5 \text{ m} \quad (1.4)$$

Dans certains cas la conduite peut être posée à même le sol ou suspendue pour le franchissement d'obstacle, tels que les ponts, les ravins, les talus des montagnes. Cette disposition n'est pas applicable aux conduites en matière plastique (PVC, PeHD) qui sont très sensibles à l'ensoleillement et aux variations de température. En cas de besoin, elles seront protégées par des fourreaux en matériaux plus résistants (fonte, acier).

Les angles doivent être correctement butés à tous les changements de direction observable sur le tracé en plan pour reprendre les poussées hydrauliques résultantes. Un verrouillage sur une certaine distance de part et d'autre du coude remplacera la butée lorsque par suite de conditions particulières il manque la place pour construire une butée parce que le terrain est instable ou que la conduite est posée en aérienne.

L'exécution des joints fera l'objet d'une attention particulière au cours de la pose des conduites. Un essai de pression confirmera l'étanchéité et la stabilité de la conduite avant le remblai. Les essais de pression font l'objet de protocole que l'on retrouve dans les cahiers de charge des entreprises de travaux. La pression d'épreuve est la pression maximale de calcul de la conduite, majorée des effets du régime transitoire. La baisse de pression ne devra pas excéder 2 m après une attente de 30 minutes lorsque la pression d'épreuve a été atteinte. Pour dimensionner les conduites nous aurons besoin de :

I.5.4. Dimensionnement des conduites

Pour faire le dimensionnement des conduites nous aurons besoin de :

a) Données de dimensionnement

Les données nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction sont :
Les caractéristiques propres du site de prélèvement. Elles concernent les variations de débit

(minima, maxima), Les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification, L'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement, Le profil en long du terrain naturel.

b) Contraintes

L'expérience qui intègre les contraintes techniques et économiques recommande une limitation de la vitesse à l'intérieur de la conduite à **1,5 m/s**. La limite inférieure est donnée par la vitesse d'auto curage qui dépend de la qualité de l'eau. Elle varie entre **0,2 et 0,3 m/s** en fonction de la plus petite particule à éliminer par entraînement par la force tractive de l'eau.

Dans des conditions de débit identique, à une vitesse faible correspond un diamètre élevé de la conduite et des risques de dépôt des matières en suspension. A une vitesse élevée, les pertes de charges sont importantes avec des risques de coup de bélier et des dépenses en énergie plus élevées. La vitesse d'écoulement dans les conduites d'adduction se situe idéalement entre **0,8 et 3 m/s** avec des limites allant de **0,6 à 3,5 m/s** pour tenir compte du coût élevé de l'énergie dans différents pays. Ces vitesses relativement élevées n'admettent ni les dépôts de sédiments, ni le développement de la culture microbienne fixée sur les parois des conduites ; elles justifient pourquoi les conduites d'adduction sont généralement peu encrassées. Les limitations de pression sont données par deux paramètres. La pression minimale doit être supérieure à la pression atmosphérique, notamment aux points hauts. La pression maximale est limitée à la pression maximale indiquée par les fabricants de conduite (PN 6, 10, 16,25 bars).

Le transport expose les conduites aux intempéries telles que l'ensoleillement, les variations de température. Il est recommandé d'appliquer un coefficient de sécurité de 0.70 à 0.80 à la pression nominale marquée des conduites en plastique (PVC, PeHD) dont les caractéristiques sont modifiées par l'ensoleillement et les variations de températures.

c) Paramètres de dimensionnement

Il y a quatre paramètres pour le dimensionnement des conduites : le débit Q , le diamètre D , la vitesse V et la perte de charge ΔH . Avec le débit on peut trouver le diamètre intérieur de la conduite qui nous permet à déterminer le diamètre extérieur de cette même conduite, sa pression nominale et la nature du matériau de la tuyauterie.

La perte de charge disponible pour une conduite gravitaire est connue par la dénivelée. On peut alors calculer le diamètre et vérifier la conformité de la vitesse. Dans le cas général des

conduites de refoulement, on procède par itération en fixant une vitesse arbitraire au départ, et en optimisant le choix de la conduite suivant les contraintes techniques et économiques. Les moyens informatiques permettent aujourd'hui de faire des simulations de fonctionnement et même d'acquisition de données en temps réel.

I.6. Le système de pompage

Une pompe est un dispositif permettant d'aspirer et de refouler un fluide. Les pompes répondent toutes au même besoin, le transfert de volume d'eau d'un point à un autre. Pour ce faire il faut communiquer de l'énergie. Le moteur qui alimente les pompes transforme l'énergie thermique ou électrique en énergie mécanique pour permettre le mouvement des organes des pompes. Cette énergie mécanique est retransmise au fluide et cette énergie fluide se traduit sous forme de débit (énergie cinétique) et de pression (énergie potentielle). Ces énergies vont s'échanger et se consommer dans le circuit de l'installation. Pour amener l'eau depuis le réservoir jusqu'à un bassin plus petit à la surface du sol, il est nécessaire d'intégrer un système de pompage simple, peu coûteux et écologique [1].

I.6.1. Les modes de transfert de volume

Le transfert de volume est l'une des composantes importantes dont les mutations ont permis de se libérer de l'obligation de la proximité de la source d'eau. L'eau peut être disponible en quantité et en qualité partout en utilisant un mode de transfert adéquat. En approvisionnement en eau potable, les modes de transfert de volume peuvent être classés en trois catégories : le transfert par motricité humaine dont les machines couramment utilisés sont les pompes à main, le transfert gravitaire par une conduite forcée et le transfert par groupe électropompe. Dans le cadre de ce travail, il sera question de parler des électropompes.

I.6.2. Les électropompes

Les machines élévatoires industrielles couramment utilisées en approvisionnement en eau potable sont des turbopompes ou pompes centrifuges. Elles sont constituées par un ou plusieurs roues qui tournent dans une enceinte ou corps de la pompe. La rotation de la roue imprime à l'eau entraînée une énergie cinétique qui se transforme en pression à la sortie de la pompe.

L'efficacité de cette transformation dépend de l'étanchéité du corps de la pompe. les pompes sont classées suivant le nombre de roues, la forme des aubes de la roue, la vitesse

spécifique, la direction de l'axe (horizontale, verticale), la position de la pompe par rapport à l'aspiration ; elles sont installées verticalement et immergées (forages) ou horizontalement (eau de surface).

a) Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale (HMT) est la pression mesurée en mCE qu'une pompe devra imprimer à un volume de liquide pour assurer son transfert d'un point à un autre point géométriquement différent. Elle prend en charge trois éléments :

- ✓ La hauteur géométrique est la différence d'altitude entre le niveau de refoulement et le plan d'aspiration. Elle peut être elle-même subdivisée en deux parties : la hauteur géométrique d'aspiration qui se définit comme la différence de niveau entre l'axe de la pompe et le plan à l'aspiration et la hauteur géométrique de refoulement étant la différence de niveau entre le niveau de refoulement et l'axe de la pompe.
- ✓ Les pertes de charge ΔH . Il y a les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement. Outre les pertes de charges linéaires il faut procéder au calcul détaillé des pertes de charge singulières dues aux robinetteries installées sur ces conduites.
- ✓ La variation de la pression entre le plan d'eau à l'aspiration et le point de décharge de la conduite de refoulement.

b) Hauteur nette d'aspiration

La mise en mouvement de l'eau dans l'aspiration des pompes ou débit d'aspiration est provoquée par la création d'une dépression par rapport à la pression atmosphérique. L'eau est un corps qui peut prendre les trois états de la matière : solide, liquide, gaz. Aussi dans les conditions de température donnée, lorsque la pression absolue descend en dessous d'une certaine valeur limite, il y a détente, donc une vaporisation de l'eau. Elle se manifeste par des chocs violents contre la roue de la pompe, des vibrations anormales de la pompe : l'ensemble est appelé la cavitation. La cavitation est à l'origine de chute importante de puissance et de corrosion des roues. Pour prévenir ce désordre dans le fonctionnement d'une pompe, des dispositions en rapport avec l'installation et ses caractéristiques propres doivent être prises : La charge nette d'aspiration disponible, NPSHd, exprime les caractéristiques de l'eau et des dispositions géométriques de l'installation. La pression à l'aspiration de la pompe est en général la pression atmosphérique exercée sur le plan d'eau [mCE].

La pression résiduelle à l'entrée de la pompe doit être toujours supérieure à la tension de vapeur de l'eau pompée h , pour éviter la vaporisation de l'eau ou cavitation.

c) Caractéristiques de la pompe

La pression à l'intérieur de la pompe devra rester supérieure à la tension de vapeur pour éviter aussi le phénomène de cavitation. Inaccessible par les méthodes de calcul ordinaire, elle est donnée par les constructeurs de pompes sous la forme de conditions appelée NPSHr. L'absence de cavitation impose toujours $NPSH_d > NPSH_r$

I.6.3. Association des pompes

✓ Pompes en parallèle

Deux ou plusieurs pompes sont dites associées en parallèle, lorsqu'elle refoule simultanément dans une conduite commune.

Pour une résolution graphique, les courbes caractéristiques $P_1, P_2 (H, Q)$ des pompes sont reportées sur un repère orthogonal. Pour la même hauteur de refoulement les débits qui traversent les pompes s'additionnent : En additionnant donc les abscisses on obtient la caractéristique résultante des pompes. Son intersection avec la caractéristique C de la conduite de refoulement donne le point de fonctionnement. On en déduit alors les débits Q_1, Q_2, \dots , On a de chaque pompe à la hauteur de refoulement H , ainsi que les autres caractéristiques (rendement, puissance). Il faut noter que le débit total refoulé par deux (ou plusieurs) pompes centrifuges en parallèle est toujours inférieur à la somme des débits lorsque chaque pompe fonctionne seule.

✓ Pompes en série

Deux pompes sont dites en série lorsque l'une reprend totalement le débit de l'autre en refoulement. Le débit qui les traverse est identique mais les HMT nettes créées s'additionnent. Cette configuration n'est pas courante en approvisionnement en eau potable. On préfère des pompes plus puissantes en parallèle lorsqu'il s'agit de pompage de surface, une pompe étagée lorsqu'il s'agit de pompage d'eau souterraine, une station de relevage lorsque les transferts de volume sont faits à des hauteurs géométriques importantes.

Au lieu d'installer les pompes en série, il est plus pratique et judicieux de choisir une pompe à plusieurs étages, les étages identiques agissent comme des pompes en série.

I.7. Qualité de l'eau du Lac Kivu

L'eau du Lac KIVU est une eau salée ; et puisque ce dernier est de la région du rift, avec probablement, des métaux lourds et métalloïdes dissous entre-elle. Des grandes études pour la détermination du degré de salinité ou de l'indice d'agressivité de l'eau du Lac KIVU n'ont pas encore été fait jusqu'alors mais restent cependant à envisager notamment pour savoir quel genre de traitement devrait-on lui appliquer et aussi pouvoir bien opérer le choix des matériaux pour son système d'exploitation (tuyaux, ouvrages ailleurs l'eau du Lac KIVU subit un traitement de désinfection par chloration au niveau des stations de pompage existantes (SP Lac Kivu, SP Turquoise, et SP Kyeshero) de la REGIDESO avant d'être distribuée aux consommateurs. Un bassin de dilution des granulés de l'hypo-chlorure de Calcium est relié aux aspirations des pompes à la SP Turquoise et à la SP Lac Kivu alors que l'extrait chloré est injecté dans le refoulement des pompes doseuses à la SP Kyeshero [4].

Ainsi, par hypothèse, le village Turunga étant la zone intéressée par cette étude, la chloration sera prise en compte comme mode de traitement surtout que le souci de l'ingénieur c'est la protection de l'installation hydraulique contre l'agressivité de l'eau, les études amélioratrices de la qualité de l'eau étant laissées aux chimistes et autres personnes compétentes. Tout en notant que l'eau brut est plus turbide et que la demande en chlore est faible, lorsqu'on visite la SP Lac Kivu on peut prélever quelques faiblesses système actuel de désinfection notamment :

- L'infrastructure minimale : système d'agitation manuelle et bassin de mélange trop petit.
- Dosages aléatoires : Incorporation du réactif par succion des conduites d'aspiration des pompes

De plus, l'eau brute semble incompatible avec la méthode de traitement actuel car pour garantir une barrière efficace, le PH de désinfection doit être au plus égal à 8 dans le cas d'utilisation de l'eau de Javel ou du chlore gazeux, Cependant l'eau de Lac KIVU se caractérise par un PH de 8,8 à 9,2. Par conséquent, une acidification serait nécessaire.

En définitive, l'eau distribuée par la REGIDESO n'est pas du tout conforme aux exigences requises pour une eau de bonne qualité et nécessite ainsi un traitement supplémentaire. Toutefois puisque c'est la seule ressource présente, et en attendant que les gros moyens soient mis en jeu ; pour ce faire nous nous contenterons de la distribuer comme telle, surtout le pire n'est pas à craindre.

I.8. Quelques grandeurs physiques relatives à l'eau [5]

Ces grandeurs caractérisent directement l'eau en tant que matière, et sont directement liées à son état physique. Il s'agit notamment de (du, de la, de l') :

- **Symbole chimique** : H₂O
- **pKa** : 14,0
- **pH** : 7
- **Masse molaire** : 18g/mol
- **Température d'ébullition** : 100°C
- **Température de fusion** : 0°C (à la pression atmosphérique, soit 1 atm)
- **Masse volumique** : 1g/cm³ = 1000 Kg/m³
- **Accélération de la pesanteur** : g = 9,81 m/s²
- **Densité de l'eau** : 1
- **Poids volumique** : $\omega = \rho * g = 9810 \text{ N/m}^3$

I.9. Conclusion partielle

Dans le présent chapitre, il a été présenté quelques bases scientifiques et notions issues des recherches faites sur le sujet notamment les généralités sur l'eau, l'adduction, le cycle de l'eau, le système de pompage ainsi que sur la qualité de l'eau.

CHAPITRE II : PRESENTATION DU VILLAGE TURUNGA ET METHODOLOGIE

II.0. Introduction

Le présent chapitre fait d'une part la présentation du milieu d'étude et de l'autre part celle de la méthodologie de dimensionnement d'un réseau d'AEP qui a été utilisée.

II.1. Présentation du milieu d'étude

La présentation du milieu d'étude se fait d'une manière descriptive et part de la description, d'un aperçu historique et présente la situation géographique ainsi que l'aspect climatique du village TURUNGA.

II.1.1. Description du Village TURUNGA et situation topographique

Le Village Turunga est situé en République Démocratique du Congo dans la province du Nord Kivu, et plus précisément au sein du territoire de Nyiragongo, chefferie de Bukumu, groupement Munigi, commune de Karisimbi [8].

La figure 3 présent quelques illustrations des données topographiques du village TURUNGA :

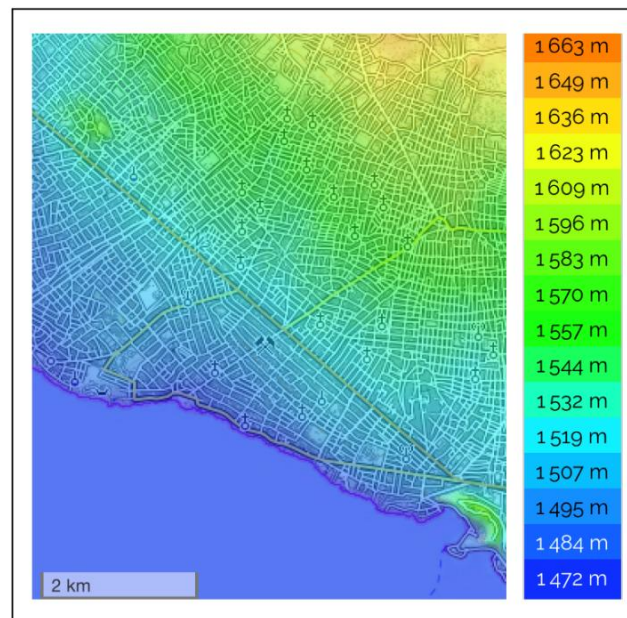


Figure 4 Présentation de la situation Topographique du village Turunga

La figure 4 présente les lignes importantes de cette étude, lignes illustrant le passage des différents tronçons des conduites.

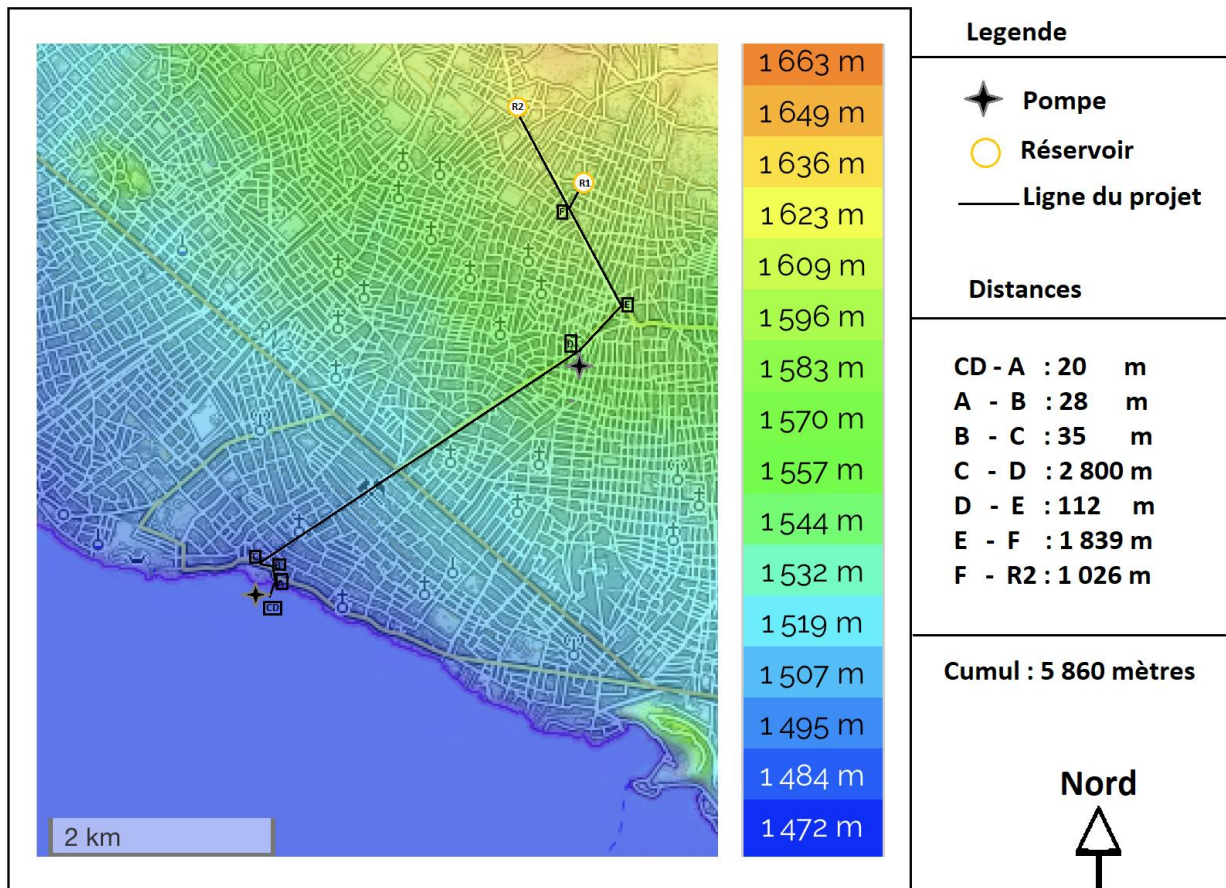


Figure 5 Présentation des lignes prises en compte par cette étude

II.1.2. Aperçu historique du Village Turunga

Le village Turunga a été créé en 2011 et dirigé par le chef du village monsieur NDANTA MALIRO Oscar qui fut le premier chef, avec son secrétaire MUSENGE NYANDWI Stéphane. Dans le cadre de pallier à la sécurité inquiétant dans le milieu, en 2012 au mois de mars sera nommé 2 Nyumba Kumi qui sont CHAGUWA KAJE et MUMBERE, qui par la suite seront renforcés par 2 autres vu la lourdeur des tâches que subissaient ces derniers [9].

En 2013, le Village Turunga va donner naissance à 10 notabilités qui sont délimitées avec d'autres villages voisins. Ces 10 notabilités sont les suivantes : Notabilité Saint Benoit, Notabilité Maendeleo, Notabilité Mont Bagore, Notabilité Baraka, Notabilité Tujenge, Notabilité Mapendo, Notabilité Inuka, Notabilité Umoja, Notabilité Tuungane et Notabilité

Kamenero. Le fait que le Village Turunga réside dans l'entité coutumière, le pouvoir marche selon la hiérarchie de la descendance de la famille royale accompagné des gardiens coutumiers.

En 2014, après la naissance de ces notabilités, les chefs de notabilité seront choisis en mois de février et entrèrent en fonction dans le mois de Mars. Voilà qu'avec l'historique du village et l'aspect administratif du village, on songera à beaucoup de concepts qui vont constituer l'harmonie du village Turunga en 2017.

II.1.3. Situation géographique

Le village Turunga est situé dans le territoire de Nyiragongo, chefferie de BUKUMU, groupement de Munigi, province du Nord-Kivu en RD. Congo.

Le village Turunga est limité :

- Au Nord par le groupement Mudja et le village Buregegiri ;
- Au Sud par Ngangi 3 et la ville de Goma ;
- A l'Est par Ngangi 1 et Ngangi 3 et
- A l'Ouest par Kiziba 1, Kiziba 2 et le village Shabwega.

NB : cette superficie se confond avec celle du territoire de Nyiragongo.

II.1.4. Aspect climatique

Le village Turunga comprend 2 saisons durant l'année (8 mois de pluie et 2 mois de sécheresse). Il connaît aussi le climat tempéré, Turunga est une zone volcanique où il y a assez des pierres volcaniques et le reboisement dans des parcelles privées.

II.1.5. Situation démographique [8]

Le tableau 1 présente la répartition des établissements scolaires selon leurs effectifs suivant le cycle et tenant compte du sex.

Tableau 1: Répartition des établissements scolaires selon leurs effectifs

N°	ETABLISSEMENT	N ^{bre} GARÇONS	N ^{bre} FILLES	TOTAL GENERAL
ECOLES PRIMAIRES				
01	CS. TURUNGA	346	344	690
02	CS SAINT BENOIT	327	297	624
03	CS LEVE MOI	149	168	317
04	IMMACULE	162	145	307
05	CS ZENITH	55	67	122
06	CS BISOKO	138	150	288
07	CS BAHIRA	41	51	92
08	CS LES MASUDI	17	23	40
ECOLES SECONDAIRES				
01	CS TURUNGA	381	343	724
02	CS SAINT BENOIT	189	201	390
03	CS IMMACULE	61	74	135
04	CS LEVE MOI	64	61	125
05	CS ZENITH	8	10	18
06	CS BISOKO	55	65	120
07	LES MASUDI	10	16	26
ECOLES MATERNELES				
01	CS TURUNGA	13	11	24
02	CS SAINT BENOIT	33	28	61
03	LES LASUDI	10	16	26

Au niveau socioculturel, le Village Turunga contient les principaux groupes ethniques ci-après : les BAKUMU, BAHUNDE, HUTU et BATWA. Les principales langues parlées sont le KIKUMU, SWAHILI et KINYARWANDA. Également, les principales religions sont la religion catholique, protestante, églises de réveil, musulmane et des chambres de prière.

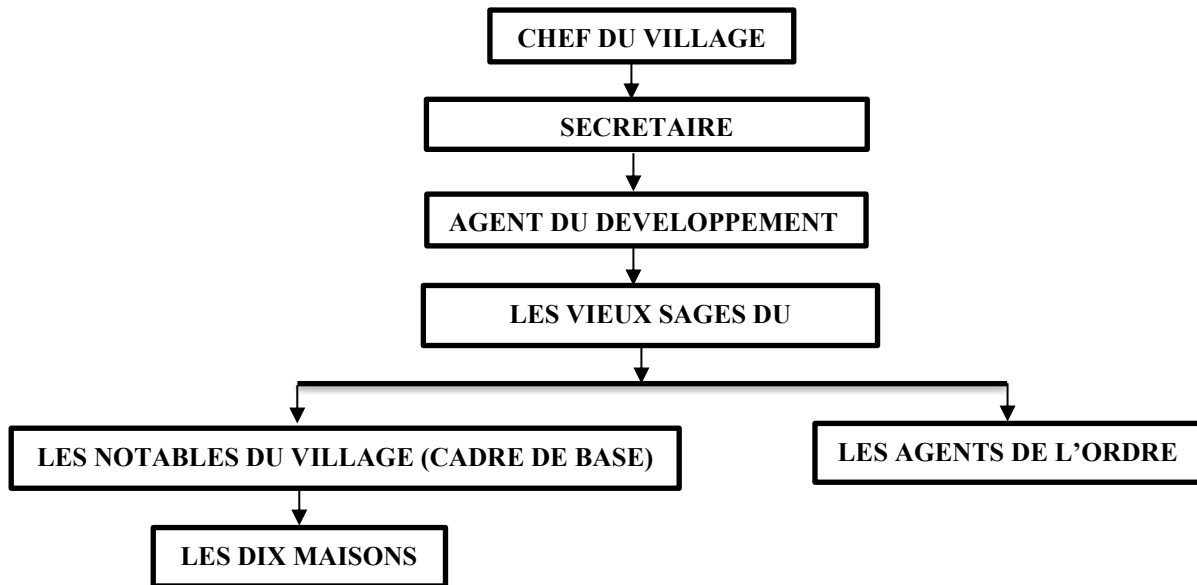
Au sein du Village Turunga, il y a certaines coutumes qui ont un lien avec la santé de la population. Il s'agit notamment de lévirat, sororat, mariage précoce. Cependant, on note l'existence des groupes spécifiques notamment les pygmées, la prédominance des chambres de prière, les mariages précoces et forcés semblent persistés dans le Village.

Par ailleurs, le tableau suivant présente une situation démographique de la population vivant au village TURUNGA :

Tableau 2 : Répartition des notabilités selon le nombre des ménages

N°	NOTABILITES	EFFECTIF TOTAL
01	SAINT BE NOIT	2591
02	INUKA	2204
03	MAPE NDO	2171
04	UMOJA	1612
05	TUUNGANE	1114
06	MONT BAGORE	1004
07	MAENDELEO	995
08	TUJENGE	914
09	KAMENERO	826
10	BARAKA	430
TOTAL GENERAL		13861

II.1.6. Organigramme du Village Turunga [8]



II.2. Méthodologie de dimensionnement d'un réseau d'AEP

Le dimensionnement d'un réseau d'AEP d'une agglomération nécessite la connaissance et la maîtrise des formules et des méthodes permettant de dimensionner les différentes parties du réseau. L'utilisation de certaines formules nécessite la connaissance du milieu d'étude.

II.2.1. Evaluation des besoins en eau

- **Evaluation de la consommation moyenne d'un habitant par jour**

En termes de quantité, la demande en eau est fonction du niveau de vie, de la culture des populations et des niveaux d'équipement sanitaire. Dans notre zone d'étude, la consommation de l'eau est de 35l/j/hab (Rapport CICR, 2009).

La consommation moyenne d'un habitat par jour nous permettra de calculer le débit moyen journalier à l'aide de la formule suivante :

$$Q_{moyj} = P * 35l/j/hab \quad (2.1)$$

Avec :

Q_{moyj} : le débit moyen journalier

P : l'effectif de la population

Dans le dimensionnement du réservoir on devra tenir compte du coefficient de pointe qui nous donnera le débit de pointe ou le débit maximum horaire selon la formule :

$$Q_{pj} = Q_{moyj} * K_{pj} \quad (2.2)$$

Avec :

Q_{pj} : le débit de pointe ou le débit maximum journalier

K_{pj} : le coefficient de pointe journalier.

▪ **Horizon du dimensionnement**

L'horizon de dimensionnement est la date jusqu'à laquelle les ouvrages seront en mesure de satisfaire les besoins. Tout projet d'alimentation en eau potable doit être dimensionné pour satisfaire les besoins actuels et futurs. Cette exigence est difficile à satisfaire car les besoins évoluent. Leur évolution suit deux facteurs qui sont la croissance de la population dans la localité pour laquelle est réalisé le projet et l'augmentation de la consommation en eau par usager.

Le dimensionnement d'un projet d'AEP se fait sur une période comprise entre 5 et 20ans (Ely CAMARA et al, 2004).

Dans ce travail nous évaluerons le besoin en eau de la population de KIBATI pour une période de 10 ans après sa mise en exploitation.

Selon D. ZOUNGRANA (2003), le nombre de consommateurs à l'horizon d'étude est donné par formule suivante :

$$P_n = P_a (1+i)^n \quad (2.3)$$

Avec :

P_n : Population après n années

P_a : Population à l'année de référence

i : Taux d'accroissement de la population

Selon les données de la banque mondiale (2017), le taux d'accroissement de la population en RDC est de 3,3%.

II.2.2. Notions d'hydraulique pour le dimensionnement des éléments [4]

a) Dimensionnement des conduites

Pour dimensionner les conduites nous devons tenir compte des paramètres suivants : le débit (Q), la section (S), la vitesse (V), les pertes des charges (J) et l'énergie (D NKUBA, 2017).

▪ **Le débit :**

En hydraulique, le débit caractérise la rapidité du mouvement. Elle s'exprime en m³/s. Le débit est donné par la formule suivante :

$$Q = V \times A \quad (2.4)$$

Avec :

V : vitesse et

A : section

▪ **La vitesse**

Les vitesses d'écoulement de l'eau dans les conduites doivent être considérées dans une marge de vitesse acceptable conceptuellement. En effet, si ces vitesses sont trop faibles il y aura stagnation et formation de dépôts dans les conduites ce qui aura comme conséquence le développement des bactéries, désagrément pour le consommateur (eaux colorées, mauvais goûts, ...), risques sanitaires (présence des métaux, germes).

Les inconvénients des vitesses trop élevées sont les bruits, l'usure prématurée des installations, la dégradation de la qualité de l'eau par ramonage des tuyauteries.

De ce fait, les vitesses de circulation de l'eau doivent être comprises entre 0,8 m/s et 3 m/s.

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} \quad (2.5)$$

Avec :

V : vitesse d'écoulement dans une conduite

Q : Débit d'eau

D : Diamètre de la conduite

▪ **Les pertes des charges**

Les pertes des charges proviennent des frottements visqueux entre les particules fluides (eau) et la paroi (tuyauterie), entre les différentes couches des fluides, l'énergie de l'eau en circulation baisse graduellement, c'est-à-dire sa charge diminue.

Elles dépendent de la nature du fluide, de sa vitesse d'écoulement, du diamètre et de la longueur de la conduite ainsi que du régime d'écoulement.

L'écoulement dans les tuyauteries d'adduction et de distribution est de type turbulent, lisse ou rugueux.

On distingue deux types de pertes de charges :

✓ **Pertes de charges linéaires**

Les pertes de charges linéaires se manifestent au niveau de la longueur et elles sont dues à la rugosité. Elles sont données par la formule :

$$Hl = 10,643 * \frac{L}{d^{4,87}} * \left(\frac{Q}{C}\right)^{1,852} \quad (2.6)$$

Avec :

Hl : pertes de charges linéaires

d : diamètre de la conduite

L : longueur de la conduite

C : Coefficient de HAZEN William

Q : Débit

Le tableau 3 donne les différentes valeurs du coefficient de HAZEN William en fonction du matériau constitutif de la conduite.

Tableau 4 Coefficients de HAAZEN William

Nature du tuyau	C
PVC	150
Ciment Amiante	140
Acier	100
Béton	100
Fer	100
Cuivre	130
Argile vitrifié	100
Acier ondulé	60

✓ **Pertes de charges singulières**

Ces pertes de charges sont dues aux accidents de canalisation, c'est-à-dire toute modification géométrique de la conduite. On peut y compter les changements de direction, les variations de section, les vannes ou robinets, les appareils de mesure, etc. Elles sont données par :

$$H_s = \beta \frac{v^2}{2g} \quad (2.7)$$

Avec :

H_s : pertes de charges singulières

β : Coefficient de pertes de charges singulières

Q : débit

D : le diamètre intérieur.

Le tableau suivant donne les coefficients des pertes de charge singulières en fonction du type de singularité :

Tableau 5 Coefficients des pertes des charges singulières

ACCESOIRE	COEFF PERTE SINGULIE
Vanne à boule, entièrement ouverte	10
Agrandissement	0,3
Vanne de rétention, entièrement ouvert	2.5
Vanne d'arrêt, entièrement ouverte	0.2
Coude de petit rayon	0.9
Coude de rayon moyen	0.8
Coude de grand rayon	0.6
Coude de 90 degrés	0.4
Coude de 180 degrés	2.2
Crépine ou valve de pied	1,75
Réduction	0,15
Entrée brusque	0.5
Sortie brusque de la conduite	1

Pour rester dans les conditions de sécurité, les pertes des charges singulières sont évaluées de 10 à 15% des pertes des charges linéaires. Ainsi, pour le cas de cette étude, la valeur moyenne de 12,5% sera prise en compte.

Dans ce cas, la somme des pertes des charges est donnée par :

$$HT = Hl + Hs \quad (2.8)$$

HT étant les pertes de charges totales

✓ **Critères de choix du matériau**

Outre le prix d'achat des tuyaux, de nombreux facteurs interviennent dans le choix du matériau d'une canalisation. Tous ces facteurs ont une incidence financière soit lors de l'établissement, soit au cours de l'exploitation de la canalisation. On adopte la canalisation qui soit moins coûteuse. Les principaux facteurs à considérer sont la pression, l'étanchéité, le type de joints, la résistance mécanique et aux agents chimiques, la rugosité des parois, les dimensions et l'existence de pièces spéciales.

b) Dimensionnement de la pompe

✓ **Calcul de la hauteur manométrique totale de la pompe HMT**

On appelle hauteur manométrique d'une pompe, l'énergie fournie par la pompe par unité de poids du liquide qui la traverse. Elle s'exprime en mètre (m). La Hauteur manométrique varie avec le débit et est représentée par la courbe caractéristique $HMT=f(qv)$ de la pompe considérée.

Elle prend en charge deux éléments :

- ✚ La hauteur géométrique H_{geom} qui est la différence d'altitude entre le niveau de refoulement et le plan d'aspiration. Elle peut être elle-même subdivisée en deux parties : la hauteur géométrique d'aspiration, différence de niveau entre l'axe de la pompe et le plan à l'aspiration ; la hauteur géométrique de refoulement qui est la différence de niveau entre le niveau de refoulement et l'axe de la pompe.
- ✚ Les pertes de charge HT. Il y a les pertes de charge à l'aspiration et au refoulement. Outre les pertes de charges linéaires il faut procéder au calcul détaillé des pertes de charge singulières dues aux robinetteries installées sur ces conduites.

Elle est donnée par la formule :

$$H_{MT} = H_{geom} + HT \quad (2.9)$$

Avec :

HMT : hauteur manométrique totale

Hgéom : hauteur géométrique

HT : pertes de charges totales

La figure 6 donne une illustration en détail des lignes précédentes :

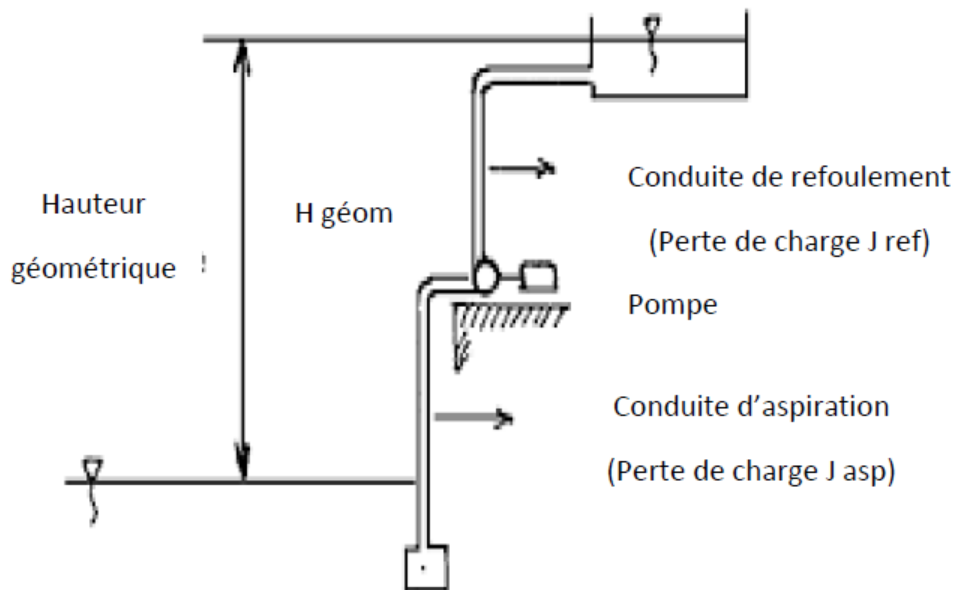


Figure 7 Illustration de la hauteur géométrique pour le cas d'une pompe

✓ **Hauteur nette d'aspiration**

Le NPSHd est la cote relative de la ligne de charge à l'entrée de la pompe diminuée de la tension de vapeur et exprimé en mètre colonne d'eau (D. ZOUNGRANA, 2003).

Elle est donnée par la formule :

$$\text{NPSHd} = 10 - (\text{H}_a + \text{HTA}) \quad (2.10)$$

Avec :

H_a : Hauteur géométrique d'aspiration

HTA : perte de charge à l'aspiration

La figure suivante illustre la hauteur géométrique d'aspiration :

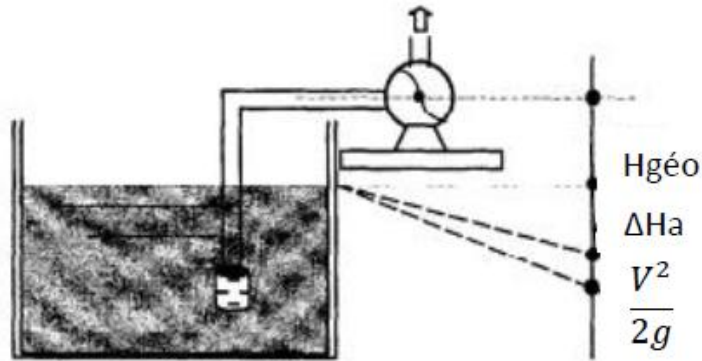


Figure 8 Hauteur géométrique d'aspiration

La pression à l'intérieur de la pompe devra rester supérieure à la tension de vapeur pour éviter aussi le phénomène de cavitation. Inaccessible par les méthodes de calcul ordinaire, elle est donnée par les constructeurs de pompes sous la forme de conditions appelée NPSHr. L'absence de cavitation impose toujours :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

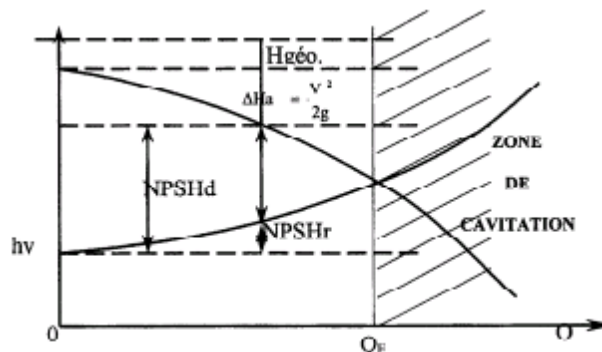


Figure 9 Détermination de la zone d'utilisation d'une pompe sans cavitation

Signalons que le point de fonctionnement d'une pompe est le point d'utilisation rationnelle de la pompe qui correspond au point d'intersection de la courbe caractéristique de la pompe avec la courbe caractéristique de la conduite.

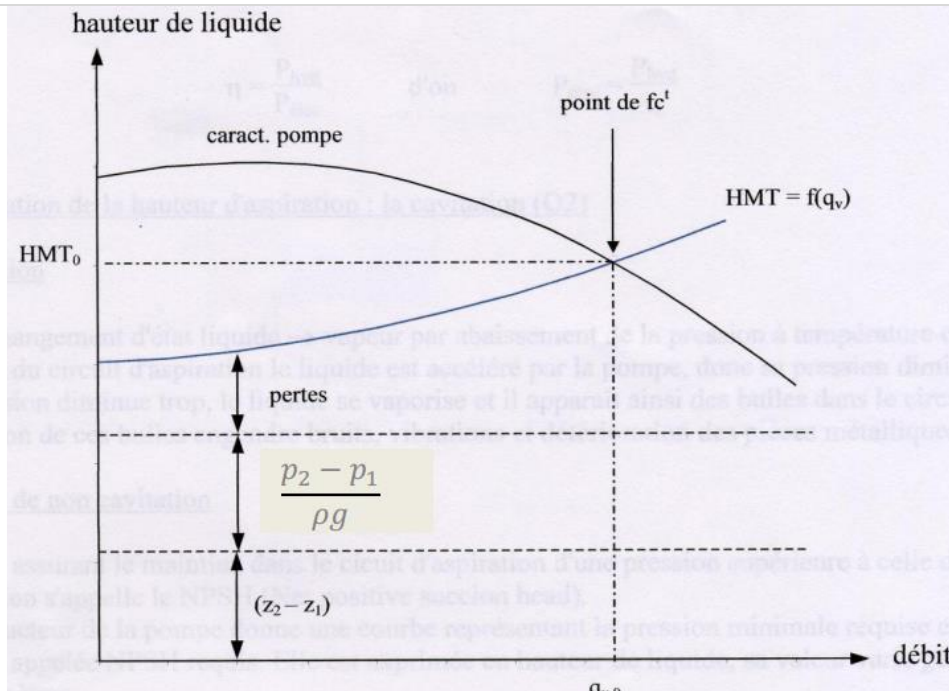


Figure 10 Point de fonctionnement d'une pompe

Dans cette figure, les pertes sont considérées au niveau de l'entrée et de la sortie et :

$\frac{p_2 - p_1}{\rho g}$: Energie due à la pression de l'eau

$z_2 - z_1$: Énergie potentielle

✓ **Calcul des caractéristiques de la pompe**

✚ **Puissance utile**

Selon G. TSONGO (2015), la puissance utile de la pompe est calculée par la formule ci-dessous :

$$P_u = Q \cdot \rho \cdot g \cdot HMT \quad (2.11)$$

Avec

Pu : puissance utile (m³/s)

ρ : masse volumique du fluide à pomper (kg/m³)

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

HMT : hauteur manométrique totale de la pompe (m)

✚ Choix de la pompe

On choisit la pompe en fonction du débit et de la HMT, que l'on lit sur un graphique dite Courbe de HMT représentant différents diamètres des roues pour des pompes données dont voici un exemple sur la figure 9 :

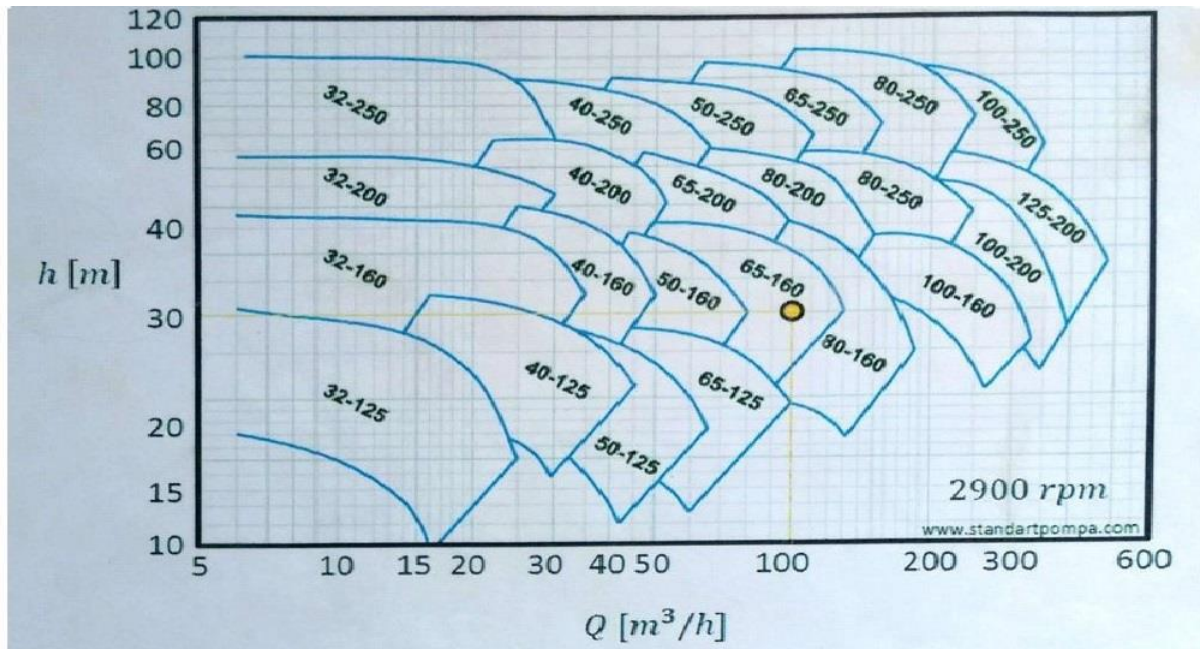


Figure 11 Courbe de HMT pour différents diamètres des roues pour une pompe

Après avoir calculé la hauteur manométrique totale et le débit de pointe horaire, on rapporte ces valeurs dans ce graphique, à l'échelle puis on cherche leur intersection qui indiquera quel type de pompe on devra choisir. Ensuite on termine par le calcul de la puissance utile de la pompe.

II.2.3. Conception et dimensionnement du réseau d'adduction [2]

Le réseau d'adduction est l'ensemble de conduites assurant le transfert des débits d'eau de la source vers le réservoir (Jean Louis B., 2016).

Les données nécessaires pour le dimensionnement d'une conduite d'adduction sont les caractéristiques propres du site de prélèvement qui concernent les variations de débit (minima, maxima), les besoins prévisionnels de pointe à l'horizon de planification, l'altitude du point à alimenter par rapport au point de prélèvement et le profil en long du terrain naturel.

Dans cette partie il s'agit de déterminer :

- ✓ **La pression dynamique**

Elle représente exercée par un fluide en mouvement et ne dépend donc pas de la surface mais uniquement de la vitesse et de la masse volumique du fluide. Elle est donnée par :

$$P_{DYN} = \rho v^2 - \text{Altitude} \quad (2.12)$$

✓ **La pression statique**

C'est la pression que mesure un capteur qui se déplace à la même vitesse que le fluide. Autrement dit, la pression statique est la pression du fluide à l'arrêt. C'est de cette pression que découle les propriétés de densité, pour une température donnée et vice versa. Elle est donnée par :

$$P_{STAT} = P_{DYN} + H_T \quad (2.13)$$

Avec :

H_T : Pertes des charges totales

✓ **Diamètre nominal**

Ayant la formule pour déterminer le débit Q, le diamètre interne de la conduite D est calculé de sorte que la vitesse V reste dans la marge acceptable.

D'une manière générale, il faut avoir une section économique. Cette section est obtenue avec une vitesse moyenne de 0,6m/sec. Par conséquent, le diamètre est alors obtenu par la formule suivante :

$$D = 1,5\sqrt{Q} \quad (2.14)$$

Après avoir déterminé le diamètre interne de la conduite, on peut choisir le diamètre nominal (DN) et la pression nominale.

Le tableau 5 donne les valeurs du diamètre nominal et de la pression nominale des conduites en fonction de leurs diamètres intérieurs ainsi qu'en fonction du matériau les constituant :

Tableau 6 Diamètre nominal de la tuyauterie en fonction du diamètre intérieur et de la pression nominale

				PVC		ACIER FONTE	
				DIAMETRE INTERIEURS			
FONTE	ACIER	PVC	PN6	PN10	PN16	PN25	PN32
DN20	3/4"	DE25			21	21,7	
DN25	1"	DE32			26,8	28,2	
DN32	1"1/4	DE40		36	33,6	36	
DN40	1"1/2	DE50		44,8	42	42,3	
DN60	2"	DE63	58,4	56,6	53	54,1	60
DN80	3"	DE90	83,6	80,9	75,8	81,8	80
DN100	4"	DE110	102,8	98,8	92,4	106,2	100
DN150	6"	DE160	149,2	144	137	156,1	150
DN200	8"	DE200	187	180	170		200

✓ **La pression nominale**

La pression nominale est la pression qui sert souvent dans le dimensionnement d'une canalisation en PVC ou en PEHD. Cette valeur est exprimée en bar (pour l'élément de canalisation ou de robinetterie) comme étant la pression pour laquelle l'équipement est capable de supporter une pression sans défaillance et avec une sécurité convenable pendant un temps à une température donnée. On distingue des tuyauteries de pression nominale égale de classification suivante : PN4, PN6 PN10, PN16, PN25. Plus la pression nominale augmente, plus la résistance augmente et la tuyauterie devient très coûteuse.

Pour un point considéré de l'adduction, on détermine la pression nominale de la conduite **en amont** suivant les règles ci-dessous :

- Si la différence d'altitude entre la source et ce point est inférieure à 60m, on choisit une conduite de pression nominale de 6 bars (PN6), pour le tronçon en amont de ce point ;
- Si la différence d'altitude entre la source et ce point est comprise entre 60m et 100m, on choisit une conduite de pression nominale de 10 bars (PN10), pour le tronçon en amont de ce point ;
- Si la différence d'altitude entre la source et ce point est comprise entre 100m et 160m, on choisit une conduite de pression nominale de 16 bars (PN16), pour le tronçon en amont de ce point ;
- Si la différence d'altitude entre la source et ce point est supérieure à 160m, on choisit une conduite de pression nominale supérieure à 16 bars.

III.2.4. Dimensionnement du réservoir [2]

Un réservoir est un ouvrage qui permet de stocker l'eau en quantité suffisante pour fournir aux usagers des débits instantanés qui leur sont nécessaire, provenant directement ou indirectement des captages (CARLIER M. 1980). Selon D. ZOUNGRANA (2003), le stockage dans les systèmes de distribution est l'accumulation en un point de quantité d'eau pour résoudre un problème technique et/ou un problème économique (coût de l'énergie). Le stockage se fait aux stations de traitement, aux stations de pompage de reprise, sur le réseau de distribution. Sur le plan hydraulique le stockage peut être un réservoir (ouvrage posé au sol, semi-enterré, enterré), un château d'eau (ouvrage surélevé selon les besoins, dont la hauteur peut atteindre plusieurs dizaines de mètres). Au niveau du matériau de construction, les stockages sont en béton armé, en acier, en matières plastiques.

a) Fonctions

Les stockages ont pour fonction principale de résorber ou d'atténuer les phénomènes transitoires préjudiciables au fonctionnement des installations et d'écarter les phénomènes cycliques dus au comportement des usagers. Ils participent à la sécurisation du système de distribution, à la continuité du service et à l'amélioration de sa qualité. C'est un élément de confort de l'utilisateur.

✓ Le stockage dans les stations de traitement

Dans les cas de pompage discontinu ou d'utilisation de plusieurs sources d'approvisionnement le stockage situé à l'amont d'une station de traitement a pour fonction : régulariser les débits d'entrée des unités de traitement afin d'optimiser le traitement et d'économiser les produits de traitement, Fournir une eau brute de qualité égale.

✓ **Le stockage sur le réseau de distribution**

Le stockage sur les réseaux de distribution assure cinq grandes fonctions techniques qui peuvent être prises séparément ou combinées :

● **Ecrêtage des pointes de consommation journalière**

Le débit d'adduction est quasiment constant et bien situé dans le temps. Le débit de distribution est très variable au cours de la journée. Le stockage sert de tampon entre la somme des volumes mobilisés au cours de la journée Q_A et la distribution journalière Q_D , par l'accumulation du surplus d'eau aux heures de faible consommation et sa restitution pendant les heures de forte consommation.

Q_A = sommation de débit d'adduction [m^3/h]

Q_D = sommation de débit de distribution [m^3/h]

● **Mise en pression d'un réseau gravitaire**

Dans le cas de réseau de distribution gravitaire, le stockage situé en tête du réseau maintient une pression dans l'ensemble du réseau dont la variation ne dépasse pas la hauteur de marnage du réservoir aux heures de pointe. La faiblesse des variations des pressions se traduit par une moindre sollicitation des points de faiblesse du réseau, joints des conduites, nœuds, appareils de sectionnement. C'est un avantage pour la protection du réseau.

● **Equilibrage des pressions sur le réseau.**

Dans le cas d'une distribution en route par la conduite de refoulement, le stockage situé hydrauliquement en bout de réseau est alimenté par le surplus de débit pendant les heures de faible consommation. Le volume stocké permet d'équilibrer les pressions aux heures de fortes consommations par une réalimentation du réseau : c'est un stockage d'équilibre.

● **Réserve incendie**

Une certaine quantité d'eau devra rester toujours disponible et réservée à la lutte contre les incendies, le cas échéant. Les dispositions constructives doivent être prises pour rendre cette

quantité d'eau toujours disponible tout en assurant qu'elle n'est pas une tranche morte. Les stockages sont des lieux très sensibles pour l'altération de la qualité de l'eau. C'est pourquoi durant leur exploitation le renouvellement des volumes des réservoirs fera l'objet de surveillance particulière. Le temps de séjour de l'eau devra être inférieur au temps de rémanente des produits de protection de l'eau contre les contaminations ultérieures. Ce temps est de deux jours pour le chlore et ses dérivés, couramment employés dans nos systèmes de distribution.

b) Dimensionnement géométrique du réservoir

✓ **Forme**

La forme d'un réservoir est déterminée par sa surface (vue en plan) et sa hauteur. Le plus souvent, les petits réservoirs sont carrés ou rectangulaires, bien que la forme circulaire soit la moins coûteuse pour les raisons suivantes :

- ✚ Les réservoirs sont soumis à la pression hydrostatique du liquide contenu et on sait que la figure d'équilibre des pressions radiales uniformes est un cercle.
- ✚ Connaissant la hauteur et la surface, le développement de la paroi le plus faible conduira au réservoir le moins coûteux.

▪ **Dimensions**

Pour un réservoir circulaire, les dimensions sont le diamètre et la hauteur.

La formule suivante nous permet de calculer le diamètre en supposant une hauteur h :

$$v = \frac{\pi d^2}{4} * h \text{ et } d = \sqrt{\frac{4*v}{\pi*h}} \quad (2.15)$$

Avec :

V : Volume du réservoir

d : Diamètre du réservoir

h : Hauteur du réservoir

III.2.5. Conclusion partielle

Dans ce chapitre, après la présentation du milieu d'étude, il a été présenté la méthodologie sur le calcul d'un AEP.

Eu égard à ce qui a été présenté, il convient de noter que le dimensionnement de la tuyauterie ne se termine qu'après la détermination du positionnement du (des) réservoir (s). Il ne suffit pas seulement de transporter de l'eau : la stocker en vue d'effectuer la desserte auprès de la population est l'un de paramètres essentiels dans les études d'adduction en eau potable. Signalons ici que l'emplacement du réservoir doit concilier deux contraintes : se situer au centre de la zone desservie pour minimiser la longueur et le diamètre des conduites principales et être construit au point géométriquement le plus haut de la zone couverte afin de minimiser sa hauteur par rapport au terrain naturel. La surélévation d'un réservoir a un impact important sur son coût de construction. Lorsque la zone est un terrain plat la solution optimale consiste à placer le réservoir au centre de gravité du réseau de distribution.

CHAPITRE III. DIMENSIONNEMENT DU RESEAU ET PRESENTATION DES RESULTATS OBTENUS

Dans leur conception, le choix du type de réseau de distribution est une étape importante dans la mesure où c'est d'elle que dépendent tous les autres processus de calcul. Ainsi, tel que présenté dans le chapitre précédent, ce chapitre présente les résultats obtenus pour l'étude du transport de l'eau depuis son captage jusqu'au réservoir y compris le dimensionnement du dit réservoir. Notons ici que ces calculs vont se faire selon les principes de dimensionnement des réseaux ramifiés.

III.1. Conception et dimensionnement du réseau

Dans le dimensionnement des éléments d'un réseau d'adduction, une suite de procédures est respectée. De ce fait, le concepteur est amené à déterminer tout d'abord les besoins en eau de la population d'étude et ensuite évaluer les valeurs nécessaires au dimensionnement, dont notamment :

- Evaluation des besoins en eau ;
- Le débit Q ;
- La vitesse V d'écoulement ;
- Le diamètre intérieur D de la conduite ;
- Détermination de la pression nominale dans la conduite ;
- Les pertes de charge.

III.1.1. Evaluation des besoins en eau

a) Evaluation de la population

Comme illustré au premier chapitre, l'effectif de la population du village TURUNGA se lève à **13 861 habitants**.

b) Evaluation de la consommation moyenne par habitant

Dans le village Turunga, nous basant sur les hypothèses présentées au deuxième chapitre, nous allons prendre en considération une valeur moyenne de **35 litres par jour par habitant** selon le rapport de CICR en 2009.

c) Besoins actuels en eau

Le débit journalier est donné par la formule :

$$\begin{aligned}
 Q_j &= 13861 * 35 \\
 &= 485\,135 \text{ litres par jour} \\
 &= \mathbf{485,135 \text{ m}^3 \text{ par jour}}
 \end{aligned}$$

Le besoin actuel en eau est estimé à **485,135 m³ par jour**.

d) Besoins en eau à l'horizon

En étendant notre étude sur une période de 10 ans avec un taux i d'accroissement de la population équivalent à 3,3% (Banque mondiale, 2017). Après cette période, le réseau sera considéré comme détérioré.

En considérant une croissance de type géométrique, nous aurons :

$$\begin{aligned}
 P_{10} &= P_0 (1+i)^{10} \\
 &= 13861 (1+0,033)^{10}
 \end{aligned}$$

$$\mathbf{P_{10} = 19\,178 \text{ habitants}}$$

Ainsi, la population du village TURUNGA sera environ **19 178 habitants** d'ici 10 ans.

III.1.2. Le débit Q

Comme précédemment indiqué, le débit se définit comme étant la sommation des quantités d'eau destinées à la consommation au courant d'un temps donné. Ainsi, en considérant une population de **19 178 habitants**, les données et hypothèses émises dans le premier chapitre de ce travail ont conduit à un débit journalier projeté de :

$$\begin{aligned}
 Q_{10} &= P_{10} * 35 \\
 &= 19\,178 * 35 \\
 Q_{10} &= \mathbf{671\,230 \text{ litres par jour soit } 671,230 \text{ m}^3 \text{ par jour.}}
 \end{aligned}$$

Quant à la détermination du débit à capter, disons qu'en tenant compte des pertes d'eau suite à une utilisation non rationnelle de certains usagers par exemple ou autres causes imprévisibles, le débit journalier étant de **671,230 m³** se verra avec un coefficient de sécurité de 20% pour déterminer le débit à capter quotidiennement.

Le débit à capter pour une période de 10 ans sera donc :

$$\begin{aligned} Q_{10c} &= Q_{10j} * 20\% + Q_{10j} \\ &= 671,230 * (1+0,2) \\ &= 805,476 \text{ m}^3 \text{ par jour} \end{aligned}$$

Le débit d'eau à capter quotidiennement sera donc de **805,476 m³ par jour**.

III.1.3. La vitesse V d'écoulement

Elle est la vitesse d'écoulement de l'eau dans les conduites. De ce fait, les vitesses de circulation de l'eau doivent être comprises entre 0,5 m/s et 1,5 m/s. Ainsi, pour le cas de cette étude, une valeur moyenne sera prise en compte.

On aura :

$$V = \frac{1}{2} * (0,8 + 3) = 1 \text{ m/s}$$

III.1.4. Le diamètre D de la conduite

Dans une installation de pompage, deux circuits d'alimentation sont à prendre en considération. Il s'agit :

- Le circuit primaire va des installations de captage jusqu'aux réservoirs,
- Le circuit secondaire va des réservoirs jusqu'aux robinets.

De ce fait, ce travail portant uniquement sur le circuit primaire, le choix des conduites est toujours guidé par la quantité d'eau à transporter par unité de temps ainsi que de la vitesse d'écoulement.

Ainsi, le débit d'eau à capter est de 805,476 m³ par jour soit $\frac{805,476}{86400} \text{ m}^3/\text{S}$ qui conduit à **0,009323 m³/s**

$$\text{En effet, } D = \sqrt{\frac{4*Q}{V*\pi}} \leftrightarrow D = \sqrt{\frac{4*0,009323}{1*3,14}} = \sqrt{0,0119} = 0,109 \text{ m}$$

Soit **109 mm** Comme diamètre intérieur de la conduite.

En se référant au tableau donnant les valeurs de la pression nominale et du diamètre nominal en fonction du diamètre intérieur des conduites, dans le but de protéger les installations contre les inconvénients dues aux éventuelles fluctuations, on choisit avec majoration une conduite normalisée de diamètre intérieur **156,1mm** auquel on fait correspondre un diamètre

nominal dont la caractéristique est **DN150** et une pression nominale **PN25** correspondant également aux conduites en acier.

III.1.5. Dimensionnement de la pompe

1) Données de l'installation

- ✓ Débit à capter $Q_{10C} = 0,009323 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ Vitesse d'écoulement dans la conduite $V = 1 \text{ m/s}$
- ✓ Côte initiale $h_0 = 1475 \text{ m}$
- ✓ Côte finale $h = 1596 \text{ m}$
- ✓ Hauteur de refoulement $H_r = h - h_0 = 28 \text{ m}$ pour la pompe 1 et 93 m pour la pompe 2
- ✓ Hauteur d'aspiration $H_a = 7 \text{ m}$ pour la pompe 1 et 28 m pour la pompe 2
- ✓ Diamètre de la conduite $d = 0,1561 \text{ m}$
- ✓ Coefficient de HAZEN William $C = 100$

La figure 10 illustre en détail la figure relative aux données de dimensionnement de la pompe.

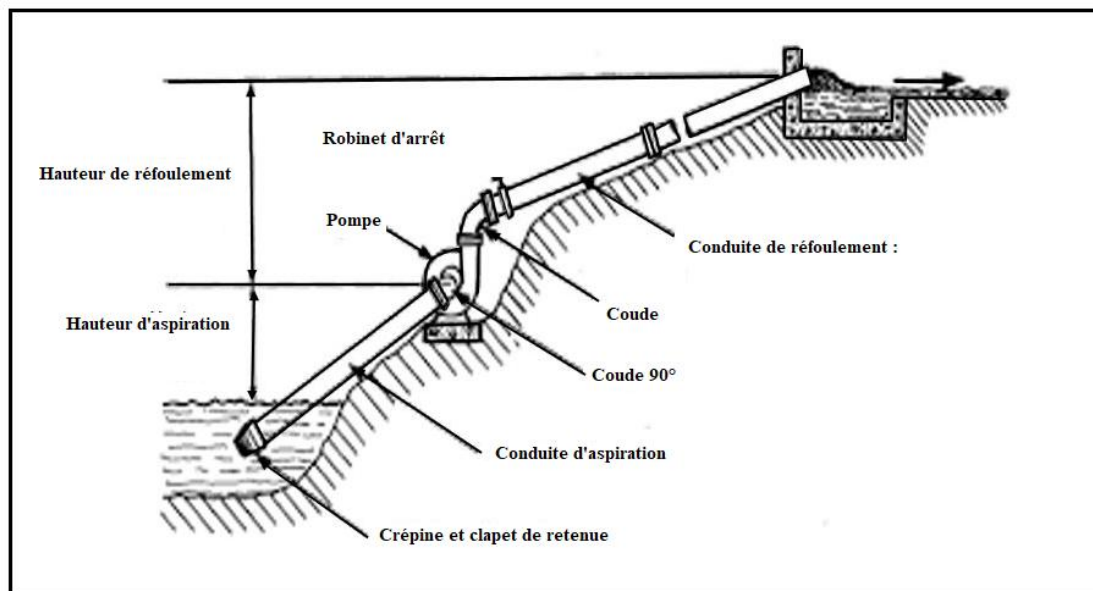


Figure 12 Illustration des données de dimensionnement d'une pompe : installation aspiration - refoulement

2) Calcul des pertes des charges

a) Au niveau de l'aspiration

✓ **Pertes de charge linéaires**

Elles sont données par l'équation 7 présentée au chapitre deuxième :

$$Hl = 10,643 * \frac{8}{(0,1561)^{4,87}} * \left(\frac{0,009323}{100}\right)^{1,852} = 0,024768462 \text{ m}$$

✓ **Pertes des charges singulières**

Elles sont données par la formule 8 présentée au chapitre deuxième :

$Hs = \beta \frac{v^2}{2 * g}$, sachant que β vaut 1,75 pour crépine ou valve de pied ; 0,4 pour les coudes de 90° et 0,15 pour les réductions. Ainsi, on a :

$$Hs = (1,75 + 0,4 + 0,15) \frac{1^2}{2 * 9,81} = 0,117 \text{ m}$$

Au niveau de l'aspiration, les pertes de charge totales valent :

$$\Delta H_{tot} = Hl + Hs = 0,024768462 + 0,117 = 0,363 \text{ m}$$

b) Au niveau du refoulement

Les calculs hydrauliques du tableau 6 nous montrent qu'on doit coupler 2 pompes en série pour refouler ce débit de 0,009323 m³ dans le premier et deuxième réservoir.

✓ **Pertes de charges singulières**

Les pertes de charges singulières de toutes les deux pompes au refoulement sont données par

la formule suivante : $Hs = \beta \frac{v^2}{2 * g}$

● **A l'agrandissement**

On sait que $d = 0,1561 \text{ m}$, $Q = 0,009323 \text{ m}^3/\text{s}$ et $\beta = 0,3$

La vitesse est donnée par la formule : $v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 0,009323}{3,14 * 0,1561^2} = 4,874 \text{ m/s}$

$$Hs1 = 0,3 \frac{4,874^2}{2 * 9,81} = 0,363 \text{ m}$$

- **Vanne de retention :**

Ici on a $d = 0,25$ m, $Q = 0,009323$ m³/s et $\beta = 2,5$

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 0,09323}{3,14 * 0,25^2} = 1,9 \text{ m/s}$$

$$Hs2 = 2,5 \frac{1,9^2}{2 * 9,81} = 0,46 \text{ m}$$

- **Vanne d'arrêt :**

Ici on a $d = 0,25$ m, $Q = 0,009323$ m³/s et $\beta = 0,2$

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 0,09323}{3,14 * 0,25^2} = 1,9 \text{ m/s}$$

$$Hs3 = 0,2 \frac{1,9^2}{2 * 9,81} = 0,0234 \text{ m}$$

- **Coude 90°**

Ici on a $d = 0,25$ m, $Q = 0,009323$ m³/s et $\beta = 0,4$

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 0,09323}{3,14 * 0,25^2} = 1,9 \text{ m/s}$$

$$Hs4 = 0,4 \frac{1,9^2}{2 * 9,81} = 0,0468 \text{ m}$$

- **Sortie de la conduite :**

Ici on a $d = 0,25$ m, $Q = 0,009323$ m³/s et $\beta = 1$

$$v = \frac{4 * Q}{\pi * d^2} = \frac{4 * 0,09323}{3,14 * 0,25^2} = 1,9 \text{ m/s}$$

$$Hs5 = 1 \frac{1,9^2}{2 * 9,81} = 0,117 \text{ m}$$

$$Hs = Hs1 + Hs2 + Hs3 + Hs4 + Hs5 = 1,0102 \text{ m}$$

Pour la pompe 1, on a :

- **Pertes de charge linéaire :**

$$Hl = 10,643 * \frac{2883}{(0,1561)^{4,87}} * \left(\frac{0,009323}{100}\right)^{1,852} = 8,926 \text{ m}$$

- **Pertes de charge singulières :**

$$Hs = 1,0102 \text{ m}$$

Les pertes de charges totales au niveau du refoulement valent :

$$\Delta Hr = Hs + Hl = 1,0102 \text{ m} + 8,926 \text{ m} = 9,9362 \text{ m}$$

De ce qui précède, les pertes de charge totales sont évaluées à :

$$H_{tot} = 9,9362 \text{ m} + 0,365 \text{ m} = 10,3012 \text{ m}$$

Pour la pompe 2, on aura :

- **Pertes de charge linéaires :**

$$Hl = 10,643 * \frac{2977}{(0,1561)^{4,87}} * \left(\frac{0,009323}{100}\right)^{1,852} = 9,217 \text{ m}$$

- **Pertes de charge singulières :**

$$Hs = 1,0102 \text{ m}$$

Les pertes de charge au niveau du refoulement de la deuxième pompe valent :

$$\Delta Hr = Hs + Hl = 1,0102 \text{ m} + 9,217 \text{ m} = 10,2272 \text{ m}$$

3) Calcul des hauteurs manométriques

On sait que les hauteurs manométriques sont obtenues par la formule $H_m = H_g + \Delta H_t$.

Pour la pompe 1, on aura :

$$H_g = H_r + H_a = 7 \text{ m} + 28 \text{ m} = 35 \text{ m}$$

$$H_{m1} = 35 \text{ m} + 10,3012 \text{ m} = 45,3012 \text{ m}$$

La hauteur manométrique de la première pompe est de **45,3012 m**

Pour la pompe 2, on aura :

$$H_g = H_r + H_a = 93 \text{ m} + 28 \text{ m} = 121 \text{ m}$$

$$H_{m2} = 121 \text{ m} + 10,2272 \text{ m} = 131,2272 \text{ m}$$

La hauteur manométrique de la deuxième pompe est de **131,2272 m**

4) Choix des pompes

Connaissant les hauteurs manométriques de la première et de la deuxième pompe, on fait le choix des deux pompes dans des diagrammes de Hm en fonction du débit horaire qui donnent le point de fonctionnement de la pompe.

$$H_{m1} = 45,3012 \text{ m} ; H_{m2} = 131,2272 \text{ m} ; \text{ et } Q = 33,5615 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ainsi, en référence à la figure 7 présentée au chapitre précédent, on a les caractéristiques suivantes :

- Pour la pompe 1, on aura les caractéristiques **(40 – 200)**, ce qui stipule qu'il y aura un diamètre de 40 mm à l'entrée et à la sortie de la pompe 1 – 200 mm : diamètre du la roue (rotor) de la pompe).
- Pour la pompe 2, on aura les caractéristiques **(40 – 250)**, ce qui stipule qu'il y aura un diamètre de 40 mm à l'entrée et à la sortie de la pompe 2 – 250 mm : diamètre du la roue (rotor) de la pompe).

5) Puissance Utile des deux pompes

On sait que **$P_u = Q \cdot \rho \cdot g \cdot H_m$**

Avec $H_{m1} = 45,3012 \text{ m} ; H_{m2} = 131,2272 \text{ m} ; Q = 0,09323 \text{ m}^3/\text{s} ; g = 9,81 \text{ m/s}^2 ; \rho = 1000 \text{ kg/m}^3$.

Pour la pompe 1 : **$P_u = 41,432 \text{ KW}$**

Pour la pompe 2 : **$P_u = 120,018 \text{ KW}$**

III.1.6. Tableau des calculs hydrauliques

Tableau 7 Tableau des calculs hydrauliques

TABLEAU DES CALCULS HYDRAULIQUES								
N	Tronçon	Distance (Di) en m	Débit (Q) en m3/s	Altitude (m)		Vitesse (V) en m/s	Type	D
				Amont	Aval			
1	CD – A	20	0,009323	1475	1485	1	AG 6"	0
2	A – B	28	0,009323	1485	1492	1	AG 6"	0
3	B – C	35	0,009323	1492	1503	1	AG 6"	0
4	C – D	2800	0,009323	1503	1518	1	AG 6"	0
5	D – E	112	0,009323	1518	1527	1	AG 6"	0
6	E - F - R1	1839	0,009323	1527	1542	1	AG 6"	0
7	F - R2	1026	0,009323	1542	1596	1	AG 6"	0

Avant-projet d'adduction en eau potable dans le village TURUNGA

DH/ en m	DHs en m	DHtot en m	DH cum en m	Hauteur piézométrique		Pression dynamique		Pression statique	
				Amont en m	Aval en m	Amont en m	Aval en m	Amont en m	Aval en m
0,06192115	0,00774014	0,000479279	0,000479279	1475	1495	0	20	0,000479279	20,0
0,08668962	0,0108362	0,000939386	0,001418665	1495	1502	20	7	20,00093939	7,00
0,10836202	0,01354525	0,001467791	0,002407177	1502	1513	7	11	7,001467791	11,0
8,66896167	1,08362021	9,393862056	9,395329847	1513	1538	11	25	20,39386206	34,3
0,34675847	0,04334481	0,015030179	9,408892236	1538	1547	25	9	25,01503018	9,01
5,69365018	0,71170627	4,052206551	4,06723673	1547	1562	9	15	13,05220655	19,0
3,17655524	0,39706941	1,2613129	5,313519451	1562	1616	15	54	16,2613129	55,2

III.2. Dimensionnement géométrique du réservoir [2]

Le long de la réalisation de cette étude, il est question de proposer les dimensions géométriques du (des) réservoir (s) dans la mesure du possible afin de proposer un volume qui pourra satisfaire aux besoins de la population en eau potable. C'est ainsi que les diverses documentations ont mené au fait que le volume des réservoirs ne doit pas être inférieur au 40% de la consommation maximale journalière de la zone d'étude. Pour cette étude, la consommation maximale journalière calculée pour une horizon s'étendant à 10 ans est considérée.

$$\text{On a : } V = 40\% * Q_{\max j_{10}} = \frac{40 * 805,476 \text{ m}^3}{100} = \mathbf{322,19 \text{ m}^3}$$

Par ailleurs, pour éviter au réservoir de se vider complètement, il faut prévoir une quantité supplémentaire équivalant au dixième de la capacité minimale du réservoir en guise de majoration.

$$\text{Ainsi, on aura : } V_{\text{Réservoir}} = 322,19\text{m}^3 + \frac{322,19 \text{ m}^3}{10} = \mathbf{354,409 \text{ m}^3}$$

Ayant ce volume du réservoir, on constate qu'il est énorme. De ce fait, il sera question ici de le répartir en deux, de manière à avoir deux réservoirs dans le réseau. Ainsi, on aura deux réservoirs de volume équivalent à **177,2045 m³**. Pour des raisons économiques, les réservoirs cylindriques sont beaucoup plus préférables.

En effet, on sait que $V_{\text{Réservoir}} = S * H_{\text{Réservoir}}$ (*) avec S la section circulaire du réservoir et $H_{\text{Réservoir}}$ la hauteur au trop plein du réservoir. On sait aussi que la construction des réservoirs exige une hauteur au trop plein qui vaut $H_{\text{Réservoir}} = \frac{3}{4} d$ (**) [1]

D'où, de (*) et (**) on déduit le diamètre d du réservoir :

$$V_{\text{Réservoir}} = \frac{\pi * d^2}{4} \leftrightarrow d = \sqrt[3]{\frac{16 * V_{\text{Réservoir}}}{3 * \pi}} = \sqrt[3]{\frac{16 * 177,2045}{3 * 3,14}} = 6,7 \text{ m}$$

$$\text{S'agissant du trop-plein, on aura : } H_{\text{Réservoir}} = \frac{3}{4} * 6,7 = \mathbf{5,025 \text{ m}}$$

Enfin, le temps de vidange ou de remplissage du réservoir sera donné par le rapport entre le volume global du réservoir ainsi que la consommation maximale journalière.

$$\text{On a : } T_{\text{vidange}} = \frac{V_{\text{Reservoir}}}{Q_{\text{maxj}}} = \frac{354,409 \text{ m}^3}{805,476 \text{ m}^3/\text{j}} = 0,4399 * 24 = \mathbf{10,56 \text{ heures}}$$

III.3. Schéma de fonctionnement

Le schéma de fonctionnement présenté à la figure 11 donne les renseignements sur :

- Les ouvrages construits le long du réseau ;
- Les distances entre les ouvrages ;
- Les conduites utilisées dans le réseau ;
- Les débits de chaque tronçon ;
- Les altitudes aux pieds des ouvrages.

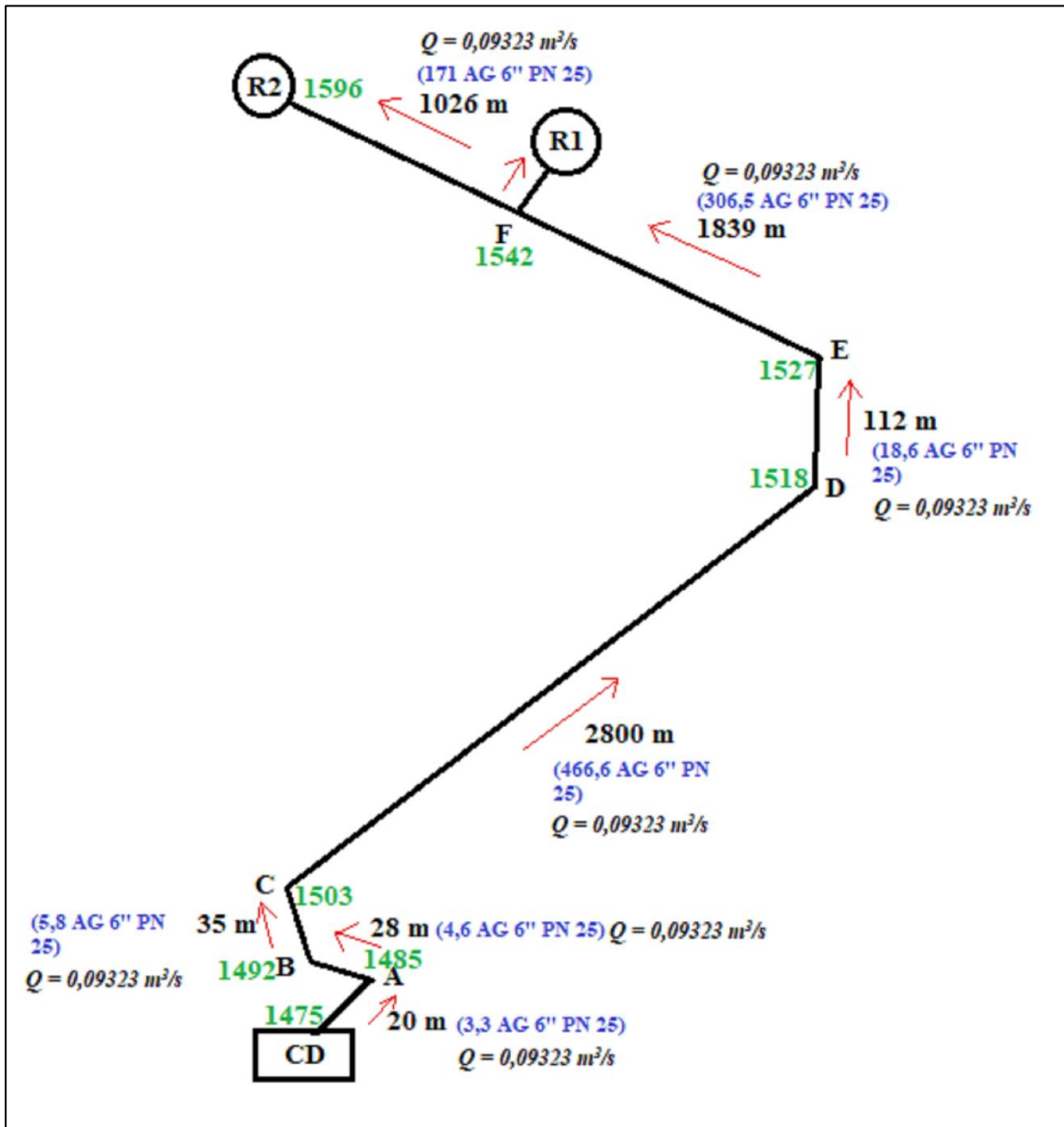


Figure 13 Schéma de fonctionnement

III.4. Conclusion partielle

A l'issus de cette étude, la population du village TURUNGA a été estimée à environ **19 178 habitants** le long d'une horizon de 10 ans. Le débit d'eau à capter quotidiennement sera donc de **805,476 m³ par jour soit 0,09323 m³/ s**. Les calculs effectués dans ce chapitre ont permis de pouvoir dimensionner les pompes ainsi que les réservoirs.

S'agissant des pompes :

- Pour la pompe 1, on aura les caractéristiques **(40 – 200)**, ce qui stipule qu'il y aura un diamètre de 40 mm à l'entrée et à la sortie de la pompe 1 – 200 mm : diamètre de la roue (rotor) de la pompe). Cette pompe a une puissance utile de **41,432 KW**.
- Pour la pompe 2, on aura les caractéristiques **(40 – 250)**, ce qui stipule qu'il y aura un diamètre de 40 mm à l'entrée et à la sortie de la pompe 2 – 250 mm : diamètre de la roue (rotor) de la pompe). Cette pompe a une puissance utile de **120,018 KW**.

Quant aux réservoirs, le dimensionnement géométrique a permis de proposer deux réservoirs des mêmes caractéristiques géométriques, dont le volume est de **177,2045 m³**. Ce volume est fait de 5,1 m de hauteur et 6,7 m de diamètre. Ainsi, ces deux réservoirs auront besoin de **10, 56 heures** pour le vidange.

CONCLUSION GENERALE

Le village de Turunga comme plusieurs villages de la RDC fait face au manque d'eau potable en quantité suffisante et nécessite une amélioration de son système d'approvisionnement en eau potable. Cette étude avait pour objectif de faire une étude d'avant-projet d'adduction en eau potable dans le village de Turunga.

Pour y arriver, quelques études ont été effectuées pour s'enquérir des conditions qu'imposerait le terrain quant à l'emplacement des installations du réseau hydraulique ; la demande en eau a été estimée en considérant une croissance géométrique de la population ; le dimensionnement de tous les ouvrages nécessaires, de la source jusqu'au réservoir a été effectué en utilisant les méthodes analytiques proposées par la littérature.

A l'issue de cette étude, la population du village TURUNGA a été estimée à environ **19 178 habitants** le long d'une horizon de 10 ans. Le débit d'eau à capter quotidiennement sera donc de **805,476 m³ par jour soit 0,09323 m³/ s**. Les calculs effectués ont permis d'obtenir les caractéristiques de la pompe et du réservoir. S'agissant des pompes :

- Pour la pompe 1, on aura les caractéristiques **(40 – 200)**, ce qui stipule qu'il y aura un diamètre de 40 mm à l'entrée et à la sortie de la pompe 1 – 200 mm : diamètre de la roue (rotor) de la pompe). Cette pompe a une puissance utile de **41,432 KW**.
- Pour la pompe 2, on aura les caractéristiques **(40 – 250)**, ce qui stipule qu'il y aura un diamètre de 40 mm à l'entrée et à la sortie de la pompe 2 – 250 mm : diamètre de la roue (rotor) de la pompe). Cette pompe a une puissance utile de **120,018 KW**.

Quant aux réservoirs, le dimensionnement géométrique a permis de proposer deux réservoirs des mêmes caractéristiques géométriques, dont le volume est de **177,2045 m³**. Ce volume est fait de 5,1 m de hauteur et 6,7 m de diamètre. Ainsi, ces deux réservoirs auront besoin de **10, 56 heures** pour le vidange.

Ainsi, vu le manque de temps nécessaire, l'inaccessibilité aux différents documents et matériels topographiques de haute précision, l'intitulé de cette étude n'a pas pu être épuisé pour un travail de fin de cycle. D'où une invitation particulière aux futurs chercheurs d'emprunter et de développer l'une ou l'autre des pistes de cette étude pour doter le village TURUNGA d'un manuel pour toute éventuelle réalisation de cet avant-projet.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] UNICEF, Statistiques annuelles et études menées, Goma, Nord-Kivu, 2020.
- [2] B. N. Nicolas, TFC, Dimensionnement d'une tuyauterie en PVC alimentant un réservoir d'eau pour une desserte à 500 ménages, application au quartier Himbi 1, Goma, 2020 - 2021.
- [3] Regideso, «Rapports mensuels,» Goma, Mai 2020.
- [4] M. K. Nelson, Avant-projet d'Adduction d'eau potable du groupement de KIBATI dans le territoire de NYIRAGONGO, Goma, 2019.
- [5] G. BASHIGE, Cours d'Hydraulique Urbaine, Goma, 2022.
- [6] Regideso, «Rapports mensuels,» Goma, Mai 202.
- [7] www.Wikipedia.com, «Grandeurs relatives à l'eau».
- [8] B. a. d. v. Turunga, Rapport administratif du Village de Turunga, Turunga, 03/09/2021.
- [9] B. a. d. v. Turunga, Aperçu Historique du Village Turunga, Village Turunga, 03/09/2021 à 11h00.
- [10] I. BAMPATA, Cours d'Hydraulique, ISTA Goma, Goma, 2017.
- [11] P. M. L. Hubert, Notes de cours d'Hydrologie et Notions d'Hydraulique appliquée, Goma, 2021.