

REPUBLIQUE DU SENEGAL



GC.0237

Ecole Polytechnique de Thies

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE CONCEPTION
GENIE CIVIL

TITRE:

ETUDE DE FACTIBILITE
DU PROJET D'ALIMENTATION EN EAU POTABLE
DU CENTRE SECONDAIRE DE BIRNI N'GAOUARE
(NIGER)

AUTEUR : ISSOUFOU Issaka

DIRECTEUR : Amadou SARR, Ph.D

JUIN 89

P R E L I M I N A I R E

La ville de BIRNI NGAOUARE, située dans la partie sud du DALLOL BOSSO (Département du DOSSO - République du NIGER), connaît aujourd'hui d'énormes difficultés en ce qui concerne son alimentation en eau.

Vu l'importance de cette ville, on veut reconsidérer la distribution d'eau, de façon à :

- satisfaire les besoins immédiats^{*} en eau de la population tant en quantité qu'en qualité ;
- tenir compte, à long terme^{**} de l'accroissement de la population.

Sujet obtenu auprès de :

La Direction des Infrastructures
Hydrauliques au Ministère des Ressources
Animales et de l'Hydraulique à NIAMEY.
REPUBLIQUE DU NIGER

* Les besoins à l'horizon du projet 1990

** Planification 1916.

R E M E R C I E M E N T S

Ce rapport est le fruit d'une assistance , d'une collaboration soutenues.

Aussi, nous tenons, de prime abord, à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, s'y sont trouvés associés.

En particulier, nous adressons nos profonds remerciements à :

- Monsieur Amadou SARR, professeur à l'Ecole Polytechnique, qui, malgré son emploi du temps chargé, a bien voulu nous faire l'honneur de diriger ce projet. Les conseils, le soutien constant et les encouragements qu'il n'a cessé de nous prodiguer, ont été déterminants pour la réussite de ce travail.

- Monsieur Aladji DIENG, Chef du Département Planification et Etude (SONEES) pour les conseils et l'aide matérielle qu'il a bien voulu nous accorder.

- Monsieur Akiné Atta II Ibrahim à la Direction des Infrastructures Hydrauliques (Niamey) pour les encouragements et informations qu'il a bien voulu mettre à notre disposition et ce malgré la distance.

- Monsieur Souleymane NDIONGUE, professeur à l'Ecole Polytechnique pour les conseils et les précieux documents mis à notre disposition.

- Monsieur Mayoro NIANG, Ingénieur à la Direction Technique de la SONEES, pour sa disponibilité et ses suggestions fort éclairées.

Dans le cadre de ces remerciements, nous ne saurions taire les noms de :

- Alioune LY, technicien de laboratoire à l'EPT, pour son assistance ;

- Mademoiselle Fatou Désiré DIOUF, secrétaire à la SONEES, pour avoir bien voulu assurer la présentation finale de ce travail.

Sans leur collaboration, leurs critiques, et leurs suggestions, ce rapport n'aurait pas vu le jour. Nous leur disons à tous notre fidèle et profonde reconnaissance.

S O M M A I R E

Le présent rapport concerne le projet d'alimentation en eau potable d'une ville du Niger. Nous avons choisi d'articuler notre étude en quatre (4) principaux chapitres.

Dans le premier chapitre, nous parlerons du contexte général du projet, c'est-à-dire de l'environnement et des infrastructures existantes.

Le second chapitre quand à lui, est consacré à l'évaluation des besoins en eau actuel et futur et aux mesures tant économiques que techniques qu'il convient de prendre pour les satisfaire.

Ensuite viendra le troisième chapitre qui est essentiellement consacré au désign des infrastructures du réseau de distribution.

Enfin l'étude financière sera l'objet du quatrième chapitre.

Pour mener à bien ce rapport, nous nous sommes successivement inspirés et souvent de manière simultanée :

a - des recherches bibliographiques pour non seulement consolider, mais accroître nos connaissances en hydraulique urbaine ;

b - de la collecte de données techniques sous forme :

.- d'entretien avec des responsables de services hydrauliques notamment la Direction des Infrastructures Hydrauliques (NIGER) et la Société Nationale d'Exploitation des Eaux du Sénégal (SONEES);

.- de cartes et documents obtenus du service de topographie et du cadastre à Niamey (NIGER).

L'exploitation de ces diverses données s'est faite en utilisant des techniques de calcul et des normes que nous avons pris soin de présenter au fur et à mesure que le besoin se faisait sentir ; ces normes et ces techniques de calcul proviennent, d'une manière générale, des documents indiqués dans la bibliographie jointe.

Toutefois, n'ayant pas pu réunir toutes les données nécessaires à l'étude, nous avons été souvent contraints à faire des suppositions, des corrélations, des déductions qui néanmoins, osons l'espérer, ne nuieront aucunement pas à la qualité de notre travail.

Ainsi les conclusions et résultats auxquels nous avons aboutis sont :

- le système d'alimentation en eau potable, réalisé en 1967, n'existe que de nom ; il doit être complètement repris et adapté à la structure actuelle de la ville d'où l'ossature de conduites maitresses que nous proposons.

- Le forage F1 satisfait non seulement à la demande actuelle en eau mais aussi à la demande future pourvu que des réaménagements lui soient apportés.

- l'eau actuellement disponible est agressive et présente une odeur et un goût désagréables ; nous avons préconisé des mesures pour l'améliorer.

- Enfin, l'étude financière, bien qu'incomplète, justifie aisément l'investissement.

TABLE DES MATIERES

<u>TITRES</u>	<u>PAGES</u>
PRELIMINAIRE	I.
REMERCIEMENTS	II.
SOMMAIRE	IV.
INTRODUCTION.....	1.
CHAPITRE I. : Contexte général du projet	3
INTRODUCTION.	
PARTIE I. Environnement du projet...	4
I.) La ville de Birni N'Gaouré.	
Informations Générales....	4
II.) Situation actuelle de	
l'alimentation en eau.....	6
PARTIE II. Qualité de l'eau	11
I.) Généralités	11
II.) Caractéristiques physiques	11
III.) Caractéristiques chimiques	
et physico-chimiques.....:	12
IV.) Interprétation des résultats	14
CHAPITRE II. : Demande en eau	16
INTRODUCTION	
PARTIE I. Planification à court	
terme (Horizon 1990).....	17
I.) Approvisionnement	17
II.) Stockage	20
PARTIE II. Planification à moyen	
terme (Horizon 2015).....	24
I.) Evolution de la demande	
en eau	24

II.) Evaluation de la demande future	27
III.) Incidence de l'accroissement de la demande sur le dimensionnement des ouvrages.....	28
CHAPITRE III. : Infrastructures du réseau de distribution.....	33

INTRODUCTION

PARTIE I. Description	35
I.) Les réseaux de distribution.....	35
II.) Les réservoirs.....	40
III.) L'alimentation	47
PARTIE II. Désign des infrastructures.....	49
I.) Les réseaux de distribution.....	49
II.) Choix des pompes.....	71
III.) Les réservoirs.....	73
IV.) Traitement	82
CHAPITRE IV. : Etude financière.....	86

INTRODUCTION

I.) Elément pour l'évaluation du coût global.....	88
II.) Evaluation du coût global.....	89
II.) Tarification.....	98
Conclusions et recommandations.....	100
Bibliographie	106
Annexe.....	108
Annexe 1. : Evolution de la population de Birni N'Gaouré.	
Annexe 2. : Forage de Birni N'Gaouaré : essais de débit	
Annexe 3. : Estimation du volume de stockage	

- Annexe 4. : Carte de coût moyen d'exploitation des eaux souterraines (NIGER)
- Annexe 5. : Abaque pour le calcul du diamètre économique des conduites de refoulement d'eau ...
- Annexe 6. : Nomogramme pour le calcul des pertes de charge dans les tuyaux en matière plastique.
- Annexe 7. : Diamètres normalisés des conduites en PVC.
- Annexe 8. : Diagramme de LAWRENCE - CALDWELL.

INTRODUCTION

La ville de Birni N'Gaouaré, avec une population d'environ 6500 habitants, est l'une des rares villes de Niger "privée" d'un élément indispensable à la vie : l'eau.

En effet, elle ne dispose pas d'un réseau d'alimentation en eau potable alors que sa population croît de manière considérable.

Cette situation est incompatible avec la politique nationale en matière d'hydraulique et d'avantage avec les engagements pris par l'ETAT depuis l'institution de la Décennie Internationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement (DIEPA) à savoir "dôter les agglomérations humaines de système d'alimentation en eau adéquat".

L'incidence sur l'amélioration des conditions de vie de la population est certaine dans la mesure où la quasi totalité des habitants, pour assurer sa survie, est obligée de se rabattre sur des sources d'eau de qualités douteuses ; de plus, aucun développement n'est possible, sans eau.

C'est pourquoi, sur financement de la Banque Ouest Africaine de Développement (BOAD), il a été décidé de la réalisation de l'étude de factibilité et d'exécution du projet d'alimentation en eau potable de ce centre.

Les projets d'alimentation en eau peuvent se diviser en deux classes :

- l'alimentation d'une ville nouvelle ou d'une région ne possédant pas de réseau ancien ;
- les projets de renforcement d'un système d'alimentation déjà existant.

Dans le premier cas, le concepteur veillera à définir en relation avec l'administration, les objectifs à atteindre ; ceux-ci s'articuleront essentiellement autour de trois critères principaux : le niveau de desserte, la demande globale, le tracé du réseau.

Dans le second cas, la situation du réseau est imposée par l'ancien tracé. Ce sont des modifications qu'il convient alors d'y apporter.

Le projet ayant nécessité le présent rapport est particulier, car il concerne une situation intermédiaire aux précédentes.

En effet, le réseau de distribution dont dispose la ville, réalisé en 1967, doit être repris entièrement^(a) seule alternative pour l'adapter aux besoins et à la structure actuelle de la ville.

Il s'agira alors de réplacer le projet dans le contexte général du pays et en particulier de fixer les objectifs et les contraintes du projet dans le cadre de la politique engagée par le gouvernement Nigérien en matière d'hydraulique.

L'atteinte de ces objectifs exige dans son principe la mise en oeuvre d'un système de distribution adéquat, ceci, pour un pays sous-développé de la dimension du Niger dont les ressources financières sont fort limitées et les besoins sans cesse croissants.

Aussi, tout au long de cette étude, notre souci majeur se résume en ces points :

- aboutir à des solutions dont l'entretien ne nécessite pas l'intervention de spécialistes ;
- assurer la demande à moindre coût (électricité, produits de traitement, matériaux locaux...) ;
- assurer la sécurité de fonctionnement.

INTRODUCTION

Avant d'entreprendre toute discussion sur le calcul des réseaux de distribution d'eau, une bonne planification doit inéluctablement reposer sur un inventaire exhaustif, sérieux des équipements en place. Il revient, au concepteur, de bien définir où le travail se situe, de réunir toutes les informations nécessaires pour l'évaluation de l'efficacité et de la qualité du système existant.

C'est à cette tâche que s'attèle le présent chapitre. Après la description de l'environnement du projet, nous parlerons des installations existantes avant de procéder à l'analyse de l'eau.

P A R T I E I.

ENVIRONNEMENT DU PROJET

I. - La ville de Birni N'Gaouaré : Information générale

I.1. - Cadre géographique et démographie

Située dans la partie ouest du département de Dosso, avec comme longitude $2^{\circ} 54' 20''$ et latitude $13^{\circ} 05' 40''$ dans la vallée du Dallol Bosso, la ville de Birni N'Gaouaré compte selon les informations recueillies à la sous-préfecture, une population de 6500 habitants actuellement avec un taux de croissance annuelle estimé à 3,1 %.

Elle se trouve à 100 Km de Niamey, capital du pays et à 39 Km de Dosso.

Les Habitants sont répartis dans cinq (5) quartiers plus le village de Birnikaïna. Notons qu'un nouveau quartier est en construction. L'extension de la ville se fait vers l'ouest, le plan de lotissement donné en annexe matérialise la zone. Les activités économiques sont principalement l'élevage, l'agriculture et l'artisanat.

I.2. - Cadre hydrogéologique

Le Dallol Bosso a été creusé au début du quaternaire dans les séries argilo-gréseuses supérieures du continental terminal. Ensuite, il a été remblayé par des dépôts alluviaux et éoliens essentiellement sableux.

Les formations du continental terminal sont séparées du grès et des argiles du continental intercalaire sous-jacents par les marnes calcaires et les argiles du paléocène et du crétacé terminal. L'hydrogéologie de ces différentes formations se présente comme suit :

a) - Le continental intercalaire :

Cette série dite "grès de Tegama" contient un système aquifère multicouche. Dans la région du Dallol Bosso, il existe une nappe exploitable, contenue dans les niveaux sableux et gravéleux de la partie supérieure de la série. Son épaisseur est comprise entre 50 et 100 m environ. Cette nappe est captive sous les argiles du crétacé et du paléocène. Elle est jaillissante dans toute la partie centrale du Dallol mais son exploitation nécessite parfois des ouvrages profonds donc coûteux.

b) - Le continental terminal :

Il s'agit d'une série sablo-argileuse formant un vaste synclinal dont l'axe passe par Dongondoutchi et Filingué. Trois nappes superposées peuvent être distinguées dans cette série.

- La nappe captive profonde : le réservoir est constitué de sables de granulométrie variable. La puissance varie de 40 à 60 m. Elle est captive et jaillissante dans les bas-fonds et son exploitation nécessite des forages de 250 à 300 m.

- La nappe captive moyenne dont le réservoir est constitué de sables fins et moyens, d'épaisseur variable, 20 à 50 m sous le Dallol. Le toit est rencontré entre 75 et 100 m de profondeur.

- Enfin la nappe phréatique qui se trouve dans la partie nord du Dallol ; elle se rencontre entièrement dans le continental terminal ; au sud, elle se confond avec les alluvions quaternaires.

II. - Situation actuelle de l'alimentation en eau

Un système d'alimentation en eau s'articule autour des points suivants :

- Les moyens de production qui sont des forages dans notre cas ;

- Les ouvrages d'adduction qui permettent le transport de l'eau des sources vers le réservoir, lieu de stockage ;

- enfin les ouvrages de distribution qui amènent l'eau chez le consommateur.

Nous passerons en revue, l'un après l'autre, ces différents éléments.

II.1. - Les moyens de production

Les ressources actuelles de Birni NGaouaré proviennent d'une part de deux forages réalisés entre 1966 et 1967 et d'autre part de puits cimentés ou traditionnels. Un seul forage fonctionne à ce jour, le F1. Le forage F2 a rencontré, à une profondeur d'environ 91,50 m, de l'eau souterraine artésienne et il a fallu l'abandonner pour des raisons techniques et à cause de la forte concentration en nitrate 100 mg/l.

Le forage F1, implanté derrière l'école au sud de la ville*, a été creusé à une profondeur de 170,46 m. Le profil des couches rencontré est le suivant :

*.Voir plan de lotissement de la ville en annexe.

0	-	17 m	Quaternaire (sables)
17	-	66 m	Continental terminal (argiles sableuses)
66	-	177 m	Couches indéterminés (argiles et sables)
177	-	152 m	Continental intercalaire (sables)
152	-	170,46 m	Socle décomposé (Caolin, argile)

il présente les caractéristiques suivantes :

Débit maximum au pompage	88 m ³ /h
Rabattement pour Q _{max}	22,85 m
Niveau statique au dessus du sol	27 m
Epaisseur de l'aquifère	35 m
Transmissivité	1,7 10 ⁻³ m ² /S
Pression artésienne	2,05 KG/cm ²

L'aquifère est capté au niveau des couches du continental intercalaire. Il correspond probablement à l'aquifère artésien du continental Hamadrien de Dioundiou.

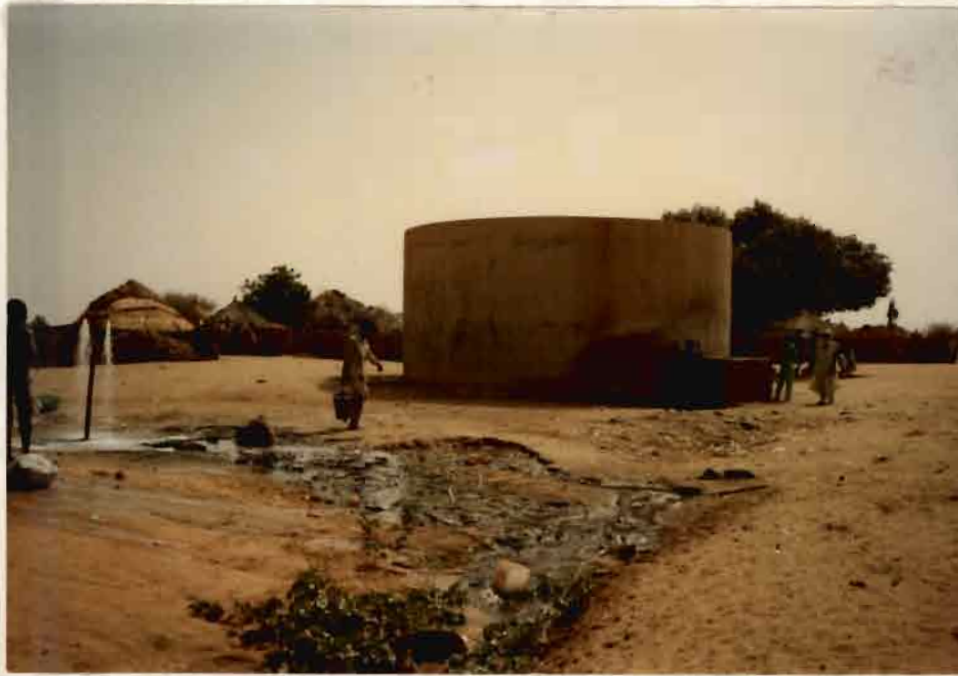
Selon toute vraisemblance, l'eau ainsi capté est caractérisée par une forte teneur en bicarbonate de soude. En effet dès 1967, c'est - à - dire dès la mise en exploitation du forage, l'eau présentait une forte minéralisation. La teneur en sulfate était à cette époque à 247 mg/l. Aujourd'hui, en 1989, cette teneur s'élève à plus de 400 mg/l, conduisant à des plaintes de la part de la population.

c'est pourquoi il convient d'analyser cette eau dans le but de proposer des techniques de traitement pour améliorer sa qualité.

II.2. - Le réservoir

Au nord-est de la ville est implanté un réservoir cylindrique construit dans les années 67, d'un volume de 200 m³, (voir photo).

* Pour plus de détail voir annexe 2. Essai de débit.



3. - Réservoir au sol d'une capacité de 200 m³ et borne fontaine débitant de l'eau 24 heures sur 24.



4. - Forage I. : artésien, observer la corrosion des canalisations.



1. - Entrée de la ville en arrivant de Niamey.
Nouveau quartier en construction.



2. - Forage hydraulique villageoise devant
la résidence du Sous-préfet.

Il est construit en béton armé et est posé au sol. Ce réservoir est mal entretenu et il n'est pas difficile de constater la présence d'algues sur les parois, le fond ou à la surface de l'eau.

II.3. - Le réseau de distribution

Le réseau à la date de réalisation avait une longueur de conduites de 2850 m tous diamètres confondus. La répartition est la suivante :

Ø 150 mm	298 m
Ø 125 mm	214 m
Ø 100 mm	861 m
Ø 30 mm	793 m
Ø 65 mm	338 m
Ø 50 mm	75 m
Ø 40 mm	20 m
Ø 32 mm	251 m

Il y avait sept bornes fontaines toutes hors d'usage actuellement. Il n'existe dans tout le réseau aucun poteau d'incendie ni de robinet vanne de sectionnement, ni même de compteur. C'est la raison pour laquelle, il nous est pratiquement impossible d'évaluer la production d'eau. Notons enfin que les canalisations ont été fortement attaquées par l'acidité de l'eau.

Des enquêtes sur le terrain ont permis de déceler qu'indépendamment des fuites enregistrées au niveau des points de branchements, il existe de grosses fuites sur certains tronçons du réseau.

P A R T I E II.

QUALITE DE L'EAU

I. - Généralités

Une eau naturelle, qu'elle soit de surface ou souterraine, n'est pas directement utilisable pour la consommation humaine, ni même pour l'industrie car, lors de sa circulation à la surface de la terre, dans l'air ou dans le sol, elle se charge de matières en suspension ou en solution.

Cette pollution, pouvant entraîner de maladies graves voire mortelles pour l'homme, nous impose donc le traitement des eaux avant leur utilisation.

Aussi, avons-nous décidé, de consacrer cette partie à l'analyse de notre eau afin d'envisager les corrections nécessaires à apporter pour la rendre potable.

Les qualités d'une eau ne se définissant pas dans l'absolu, nous nous baserons, à défaut de normes nigériennes, sur des normes de l'Organisation Mondiale de la Santé* (OMS). D'ailleurs, à l'heure actuelle, toutes les normes se rapprochent de ces dernières. Cependant nous suggérons fortement des études détaillées pour la mise au point de normes nationales car les populations, leurs besoins et leurs exigences en matière d'eau étant profondément différents selon les régions, les normes doivent refléter ces particularités. Notons enfin que les analyses qui suivent ont été entièrement effectuées par nous au Laboratoire de l'école.

II. - Caractéristiques physiques

II.1. - Couleur

On trouve toujours une coloration, aussi peu soit-elle, dans les eaux. Pour preuve, il suffit de comparer une eau, même filtrée, avec de l'eau distillée dans des bâteaux

* : voir tableau page 13

sur un fond blanc.

Cette coloration s'explique par la présence de matières organiques en suspension. Elle est dite :

- vraie (ou réelle) lorsqu'elle est due aux seules substances dissoutes.
- apparente quand les matières en suspension y ajoutent leur propre couleur.

Dans notre cas, la couleur représente un intérêt mineur, son seul inconvénient est la susceptibilité de rebuter le consommateur. La couleur de l'eau obtenue en mg/l de platine (3 UCV) est bien inférieure à la valeur maximale qui est de 20 unités. Ceci se comprend aisément quand on sait qu'il s'agit d'une eau souterraine.

II.2. - Odeur et saveur

Elles sont dues généralement soit à des pollutions, soit à la présence d'organismes en décomposition et sont de ce fait désagréables pour une eau de boisson. Notre expérience de l'utilisation de l'eau de Birni N'Gaouaré nous permet de conclure à une présence de saveur et d'odeur désagréables à laquelle il faudra remédier.

III. - Caractéristiques chimiques et physico-chimiques

Nous ne saurons parler de toutes ces caractéristiques car cela dépasserait largement le cadre de notre étude : elles sont nombreuses et variées.

Aussi nous nous limiterons aux plus importantes autrement dit à celles qui nous permettront de décider de la potabilité d'une eau.

Nous présentons à la page suivante les résultats des différentes analyses et les normes pour une eau de boissons.

Date d'échantillonnage : 08 Avril 1989

Lieu : FORAGE I. BIRNI NGAOUARE (NIGER)

Paramètres	Résultats	Maximum souhaitable	Maximum admissible
1) Couleur	3 UCV*	5 UCV	50UCV
2) Turbidité	5 UTN**	5UTN	25 UTN
3) PH	7,5	7 à 8,5	6,5 à 9,2
4) Alcalinité totale	148mg/1 CaCO ₃		
5) Dureté calcique	88mg/1 CaCO ₃	75 mg/1	200 mg/1
6) Dureté totale	168mg/1 CaCO ₃	100mg/1 CaCO ₃	500 mg/1 CaCO ₃
7) Dureté magnésienne	80mg/1 CaCO ₃	30 mg/1	150 mg/1
8) Agressivité	pHa - pHs (ou pHe) < 0	pHa-pHs > 0	-
9) PH act	7,5	-	-
10)pHe	7,94	-	-
11)pHs	7,89	-	-
12)Conductivité	1563 US/cm	-	2000 US/cm
13)Sulfates	305 mg/1	200 mg/1	400 mg/1
14)Solides totaux	0,9490 g/1	0,5000 g/1	1,5000mg/1
15)Solides dissouts	0,9200 g/1	-	-
16)Solides en suspension	0,0290 g/1	-	-

* Unités de couleur vraie

** Unités de turbidité néphélométrique.

IV. - Interprétations des résultats

A la lumière des analyses que nous venons de réaliser, plusieurs remarques s'imposent ; ce sont :

- La forte concentration de sulfate initialement signalée n'est pas vérifiée.
Cette contradiction n'est-elle pas due au non respect des consignes de sécurité en matière d'échantillonnage ou simplement est-elle le résultat d'une modification des qualités physico-chimiques de l'eau, car quoiqu'on dise, l'analyse d'un échantillon n'indique que les conditions existantes au moment du prélèvement.

Il serait hasardeux de vouloir répondre à ces interrogations. C'est pourquoi, nous suggérons que de nouvelles analyses sur la concentration en sulfates soient reprises.

- L'eau est caractérisée par son odeur et son goût désagréables. Ce résultat, nous l'espérons de part notre expérience même de l'utilisation de l'eau consommée à Birni NGaouaré. Elle présente un goût et une odeur d'oeuf pourri. Ceci est dû à la présence de bactéries ou de germes pathogènes susceptibles de causer des maladies graves pour l'homme. C'est pourquoi, l'eau doit être désinfectée. Nous préconisons la désinfection à l'aide du chlore car étant la plus utilisée*.

- L'eau est agressive autrement dit, elle peut dissoudre le calcaire c'est-à-dire le carbonate de calcium et a un pouvoir corrosif vis-à-vis des métaux.
Concrètement, on sait que dans les eaux naturelles, il existe différents éléments chimiques dissous dont le plus fréquent est le bicarbonate de calcium. L'équilibre de ce sel avec le dioxyde de carbone est régi par des lois assez complexes et son déplacement peut créer des réactions chimiques de dissolution de carbonate de calcium (ou agressivité) ou

* 80 % de la désinfection dans le monde.

de dépôt de ce même corps (entartage).

Si la réaction de dissolution provoque les effets de corrosion, celle de dépôt conduit à l'obstruction des conduites ; ce qui, à la longue, provoque également la corrosion.

C'est dire que notre intervention revient à assurer un état d'équilibre : l'eau ne doit être ni agressive ni incrustante.

Ce procédé s'appelle la stabilisation de l'eau. Comme produit, nous utiliserons la chaux ; la quantité de chaux nécessaire sera déterminée au chapitre 3.

INTRODUCTION

Les besoins en eau d'une agglomération sont basés sur un certain nombre de facteurs spécifiques à la ville considérée : les habitudes de propriétés, le climat, les divers usages de l'eau...

C'est dire que ces besoins varient d'une contrée à une autre. La consommation moyenne par jour et par habitant dans une grande ville moderne dépasse parfois 500 litres.⁽²⁾ A l'opposé, un naufragé peut survivre dans un îlot avec seulement un litre par jour et cinq (5) litres lui suffiraient pour s'assurer un certain confort.

L'évaluation des besoins devient alors difficile quand il s'agit de choisir entre ces valeurs extrêmes, une étude sur le terrain n'étant pas disponible. C'est pourquoi, nous nous baserons sur les objectifs fixés par le gouvernement nigérien en matière d'hydraulique à savoir :

- 35 litres* par personne et par jour pour la population s'alimentant à partir des bornes fontaines.
- 100 litres* par personne et par jour pour la population s'alimentant à partir des branchements particuliers.

C'est partant de ces valeurs que nous déterminerons dans ce qui suit les demandes en eau actuelles et futures.

P A R T I E I.

PLANIFICATION A COURT TERME (Horizon 1990)

I. - Approvisionnement

a) - Evaluation des besoins

Pour estimer la demande globale, il convient dans un premier temps de diviser la population en deux catégories :

* Ces chiffres sont des prévisions pour l'an 1990.

- Celle qui s'alimentera aux bornes fontaines;
- et celle qui utilisera les branchements particuliers.

En l'absence de données précises, nous supposons que 25 %* de la population utiliseront les branchements particuliers. Cette valeur paraît raisonnable compte tenu de la situation socio-économique de la ville.

la consommation moyenne par habitant et par jour est donc :

$$C_{1990} = \frac{35 \times 75}{100} + \frac{100 \times 25}{100} = 51,25 \text{ l/h/J} \quad (1)$$

L'examen de la courbe des populations, tracée sur papier millimétrique avec les données disponibles, laisse apparaître que la ville de Birni NGAouré se situe dans la première partie de la courbe caractéristique en S commune à toutes les populations.

L'accroissement de la population est donc géométrique, ce qui traduit d'ailleurs la réalité : la population est jeune et se développe rapidement.

Le taux de croissance annuelle K est alors donné par :

$$K = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} \quad \text{ou } P_i \text{ est la population au temps } t_i.$$

La population actuelle étant P_2 , au temps t_n requis la population,

P_n sera comme suit :

$$\ln P_n = \ln P_2 + \frac{(\ln P_2 - \ln P_1)}{(t_2 - t_1)} (t_n - t_2)$$

Si nous prenons $t_1 = 1975$; $t_2 = 1988$ \Rightarrow $\begin{cases} P_1 = 4.400 \text{ hbts} \\ P_2 = 6.500 \text{ hbts} \end{cases}$

* Valeur prise dans le cas du Projet d'Alimentation en Eau de Kollo (NIGER)

** Ces données ont été obtenues au Ministère du Plan (Service de recensement). Voir annexe.

La population en 1990 sera :

$$\ln P_{1990} = \ln 6500 + \frac{(\ln 6500 - \ln 4400)}{1988 - 1975} (1990 - 1988)$$

$$\ln P_{1990} = 8,84 \Rightarrow P_{1990} = 6.902,15$$

Prenons $P_{1990} = 6.903$ hbts, le taux de croissance K étant de 3,0 %.

La demande globale sera :

$$D = C_{1990} \times P_{1990}$$

$$D = 51,25 \times 6.903 = 353.778,75 \text{ l/J}$$

A cette demande, il convient d'ajouter les pertes et le gaspillage. Ces pertes proviennent des causes diverses et superposent leurs effets.

Au niveau des installations, une certaine quantité d'eau est utilisée pour le lavage.

Au niveau des réseaux d'adduction et de distribution, l'étanchéité des conduites n'est jamais parfaite (joints).

De plus, les canalisations intérieures des bâtiments interviennent pour une part non négligeable dans ces pertes.

Le gaspillage quand à lui relève des particuliers et des services publics (nettoisement des routes, arrosages, etc...).

Nous prendrons ces pertes et gaspillage égaux à 20 %⁽²⁾ de la production. Cette valeur nous paraît réaliste à condition de mettre en place une politique d'entretien fréquent du réseau et d'information du consommateur.

La demande en eau devient alors :

$$D_T = 353.778,75 (1 + 0,20) = 424.534,5 \text{ l/J.}$$

$$\boxed{D_T = 425 \text{ m}^3/\text{J}}$$

Nous avons constaté dans la première partie de ce rapport que la capacité maximale du forage F1 était au 88 m³/h. Le forage étant exécuté en 1969, il y a lieu de noter qu'il y'a eu diminution de son débit.

Cette diminution de débit a pour causes principales :

- la baisse du niveau de la nappe souterraine,
- et le colmatage des vides de la couche aquifère ou de la crépine mise en place.

Néanmoins, nous espérons, comme il a été dit dans les termes de référence^(a), le forage satisfait à la demande.

II. - Stockage

Si l'utilisation des réservoirs est contestée par certains techniciens dans le cas d'adduction par refoulement, ils deviennent absolument indispensables dans le cas des adductions gravitaires, qui transitent quotidiennement un débit sensiblement constant.

En effet, ils offrent les avantages suivants :

- Régularité dans le fonctionnement du pompage : les pompes fonctionneront à une hauteur constante, donc à un débit constant.
- Simplification de l'exploitation, conséquence de l'avantage précédent.
- Préservation des nappes ou des gisements aquifères dans le cas du captage d'eau souterraine.
- Régularité de la pression dans le réseau de distribution.

Bref, ils agissent comme de véritables volants de la distribution assurant aux heures de consommation maximum, les débits de pointes demandés qui sont parfois supérieurs au débit potentiel de captage. Ils permettent également de limiter les heures de pompage aux périodes où l'énergie est la moins chère.

Dans le calcul de la capacité du réservoir, il y a lieu de distinguer les trois composantes suivantes :

- La réserve d'équilibre qui est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour satisfaire la demande en eau lorsque celle-ci dépasse la consommation journalière maximale.

- La réserve d'urgence et de production, quand à elle, est le volume d'eau permettant de faire face à des événements imprévisibles tels que les bris de pompes (réserve d'urgence) et les bris à l'usine (réserve de production).

- Enfin la réserve incendie qui est nécessaire pour combattre une conflagration pouvant se produire au cours de la journée de consommation maximale.

Pour notre cas, nous adopterons dans ce qui suit une démarche tout à fait différente, mais qui répond néanmoins aux préoccupations ci-dessous énoncées.

Nous opterons dans un premier temps pour une durée de pompage. Ensuite ce temps de pompage nous permettra de déterminer la capacité théorique de notre réservoir. Enfin, à cette capacité théorique, nous ajouterons la réserve incendie pour aboutir à la capacité proprement dite du réservoir.

a) - Durée de pompage

Avoir des machines dont le rendement est maximale telle est la condition qui nous guidera dans le choix de la durée de pompage. Dans les installations de pompage des grandes villes, il est du règle de fonctionner de manière continue c'est-à-dire 24 heures sur 24.

Pour les agglomérations moyennes et petites, la demande globale étant faible, l'exploitation des installations 24 heures sur 24 conduit au choix de groupes de faible puissance donc ayant un faible rendement.

Aussi, enfin de rester dans une gamme de groupes rentables, il convient d'augmenter le débit horaire par l'artifice de la réduction du temps de pompage. C'est pourquoi, on optera pour nos installations, une exploitation de 10 heures sur 24, rendant ainsi les débits 2,4 fois plus grand que dans le cas d'une exploitation 24 heures sur 24.

Cette valeur est d'ailleurs celle qui est conseillée* en matière d'alimentation rurale.

Il faudra cependant s'assurer, en marche automatique, que les critères de mise en route d'arrêt ont été choisis judicieusement.

b) - Capacité théorique du réservoir

Faute de données disponibles, nous ne pouvons pas établir une répartition détaillée dans le temps, du débit de distribution.

Nous nous baserons sur des études réalisées sur certaines villes** du Sénégal par la SONEES et sur les indications de A. DUPONT⁽³⁾ valables pour une ville peu importante. Ce qui cadre avec notre cas.

Ainsi nous adoptons la répartition suivante :

Période	Consommation horaire	Consommation cumulée
De 6h à 7h	a	a
De 7h à 11h	3,5a	1,5a
De 11h à 16h	0,4a	17a
De 16h à 18h	2a	21a
De 18h à 22h	0,5a	23a
De 22h à 6h	0,125a	24a

* Circulaire du 12 Décembre 1946 du Ministre français de l'agriculture

** Ville de Thiès -SENEGAL.

N.B. : $a = \frac{D_T}{24}$ = Débit horaire moyen.

Nous notons également que le pompage s'effectuera durant les heures creuses de préférence de 20 heures à 6 heures du matin.

Le graphique donnée en annexe(3) nous donne la capacité théorique

$$V_T = 20a \text{ soit } \frac{20a}{24a} = 0,833 \text{ soit}$$

83,3 % de la consommation.

$$V_T = \frac{425 \times 83,3}{100} = 354,025 \text{ m}^3$$

A cette valeur, il convient d'ajouter la mesure incendie qui est en relation avec les risques. Pour le calcul de ce volume, à défaut de normes locales, nous nous référons aux recommandations des spécialistes français à savoir :

Les canalisations alimentant les appareils d'incendie devront pouvoir fournir un débit minimal de 17 l/S avec une pression au sol d'au moins 1 bar.

Si nous préconisons l'installation de deux bouches d'incendie l'une à côté du marché et l'autre dans le secteur administratif, la réserve incendie sera :

Durée d'intervention : 45 mn.*

$$V_I = 2 \times 17 \frac{\text{l}}{\text{s}} \times \frac{60\text{s}}{\text{mn}} \times 45 \text{ mn} = 91.800 \text{ l}$$

$$V_I = 91,8 \text{ m}^3$$

* Valeur prise sous conseil des agents SONIES.

D'où la capacité pratique du réservoir :

$$\begin{aligned} V_p &= V_T + V_I \\ &= 354,025 + 91,8 = 445,825 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Prenons $\boxed{V_p = 450 \text{ m}^3}$

P A R T I E II.

PLANIFICATION A MOYEN TERME (Horizon 2015)

INTRODUCTION

"Niveau d'eau..... niveau de vie" : l'évaluation de la demande future en eau d'une agglomération est avant tout l'étude de son développement. En effet, plus l'homme devient raffiné, plus il consomme d'eau. Encore faudra t-il rappeler que cette consommation domestique ne suffit pas à elle seule, pour déterminer la demande future. L'évolution du niveau de vie inclut également le développement urbain, l'expansion industrielle et commerciale. C'est pourquoi, nous analyserons ces postes du bilan de l'eau, avant de préconiser des mesures à mettre en oeuvre pour prévenir les incidences de ces développements sur le dimensionnement des ouvrages.

I. - Evolution de la demande en eau

I.1. - Démographie

L'estimation de la population à l'horizon 2015 doit être basée sur plusieurs facteurs :

- les naissances, l'annexion et l'immigration qui augmentent la population ;

- les décès et l'émigration qui la diminuent.

D'autres facteurs, économiques et sociaux, interviennent dans le comportement de la population. Si dans certains pays, les services statistiques ont réussi à établir des relations entre la population et ces facteurs, au Niger le recensement constitue notre seule source d'information.

D'ailleurs, notons qu'aucune méthode d'estimation n'est parfaite. Elles ne sont que des aides utiles pour aider le concepteur à formuler des jugements. Nous nous baserons donc sur le taux de croissance calculé précédemment.

Ainsi on a :

$$\ln P_{2015} = \ln P_{1989} + K (2015 - 1989)$$

$$\begin{aligned} K = 3,0 \% \\ P_{1989} = 6.500 \end{aligned} \quad \parallel \Rightarrow \quad \begin{aligned} \ln P_{2015} &= \ln 6500 + 0,03 (2015-1989) \\ &= 9,55956 \\ \Rightarrow P_{2015} &= e^{9,55956} = 14.176,56973 \end{aligned}$$

Préons $P_{2015} = 14.180$ habitants.

I.2. - Projet d'urbanisation

Plusieurs projets de lotissement en cours de réalisation sinon dans leur dernière phase d'étude : un nouveau quartier (nouveau carré) est en construction et d'autres projets dits "d'amélioration de quartier" consistant à restructurer des quartiers peu ou pas lotis ont des chances d'aboutir.

L'extension de la ville se fait vers l'ouest, le long de la route nationale (vers Niamey) et en direction du village de Margou ou est située la résidence du sous-préfet.

Les services représentés à Birni N'Gaouaré sont :
Sous-Préfecture - Subdivision des T.P. - Délégation du Plan (en construction) - Service de l'aménagement du Dallol -
Un Collège d'Enseignement Général et quatre (4) écoles primaires
La Direction Départementale de l'Urbanisme est à Dosso.

De cette énumération, il apparaît que des services représentés dans d'autres arrondissements ne le sont pas à Birni N'Gaouaré. Leur installation se fera certainement d'ici l'an 2000.

I.3. - Développement économique

Les activités économiques sont principalement l'élevage, l'agriculture et l'artisanat.
Dans l'immédiat, aucun projet (industriel) susceptible de générer des flux migratoires n'est prévu.
Actuellement, les facteurs qui permettent d'envisager un développement économique sont les suivants :

- L'accroissement démographique découlant du processus combiné de l'attraction de la ville et du rejet des villages environnants.

- La reconstruction du cheptel qui a été décimé par les années de sécheresse qu'ont connu les pays sahéliens en général et le Niger en particulier. Une véritable politique de reconstruction du cheptel a été mise sur place, les premiers résultats enregistrés sont d'ailleurs satisfaisants.

- Enfin, l'alimentation électrique à partir de la ligne Haute Tension DE 132.000 V qui est en bonne voie (financement Canadien).

II. - Evaluation de la demande future

A la lumière de ce que nous avons développé précédemment, nous pouvons établir la relation suivante :

$$D(t) = \left(\sum_{i=1}^I S_i(t) \cdot R_i(t) + \sum_{j=1}^J I_j(t) + \sum_{n=1}^N C_n(t) + M(t) \right) (1 + P)$$

ou t = temps

$D(t)$ = fonction globale de demande en eau

$S(t)$ = Services résidentiels

$R(t)$ = Consommation par service résidentiel

$I(t)$ = Consommation industrielle

$C(t)$ = Consommation commerciale

$M(t)$ = Consommation pour fins collectives (municipalités)

P = Perte (en % de la production).

L'utilisation de cette équation suppose que l'on ait à notre disposition des données issues d'une étude détaillée des différents termes.

Ce qui malheureusement nous fait défaut, aucune étude n'est réalisée dans ce sens.

Quelles méthodes faut-il alors utiliser pour l'évaluation de la demande ? MICHAEL OVERMAN* , s'appuyant sur les statistiques des pays développés, note que la consommation urbaine (y compris les besoins industriels) augmente régulièrement de 1 % par personne et par an.

Nous considérons qu'il n'est pas exagérer d'opter pour ce pourcentage surtout quand on sait que nous avons estimé les pertes à 20 % ; ce qui correspond au minimum que l'on puisse prendre.

* "L'eau dans le monde" LAROUSSE, PARIS, 1970.

En effet A. DUPONT donne pour les pertes :

- réseau bien entretenu = 20 %
- réseau moyennement entretenu = 25 à 35 %
- réseau mal entretenu = 50 % et plus.

De cette considération, nous déduisons la demande future en eau comme suit :

$$D_{2015} = D_{1990} \times \left[(1 + K) (1 + t) \right]^{2015 - 1990}$$

Où K = taux d'accroissement annuel de la population (30%)
t = taux d'accroissement annuel de la consommation (1%)

$$D_{2015} = 425 \left[(1 + 0,03) (1,01) \right]^{25}$$

$$D_{2015} = 425 \left[(1,03)(1,01) \right]^{25} = 1141,179 \text{ m}^3/\text{J}$$

$$\Rightarrow \boxed{D_{2015} = 1142 \text{ m}^3/\text{J}}$$

III. - Incidence de l'accroissement de la demande sur le dimensionnement des ouvrages

Devant l'accroissement de la consommation, ses incidences sur les ouvrages, nous examinerons dans ce qui suit comment on peut tenir compte, dès le départ, des éventuelles extensions ou comment on peut remédier aux insuffisances des installations existantes.

Les solutions que nous suggérons seront donc des décisions tactiques, possédant une certaine inertie dans l'adaptabilité, une plus grande flexibilité ou faisant intervenir des investissements moins spectaculaires. Elles se situent au niveau des points suivants : la source d'approvisionnement en eau, le stockage, les ouvrages, le transport et enfin la distribution.

III.1. - Source d'approvisionnement

La demande en eau ayant augmenté, il s'agit pour la satisfaire d'exploiter le forage F1 à un débit supérieur au précédent tout en restant dans les limites de l'essai de pompage. En conséquence on pourra, pour réserver l'avenir :

- soit améliorer l'alimentation du forage en procédant au décolmatage de la crépine car la suralimentation des réserves n'est pas possible étant donné qu'on ne dispose pas de rivière proche. Encore que cette technique entraînera des frais assez importants.

- Soit si la première solution n'est pas satisfaite, prévoir dès le départ l'acquisition des terrains suffisants en vue d'une éventuelle implantation de nouveaux forages, si la nappe le permet.

Accroître la capacité d'approvisionnement revient aussi à l'extension de la station de pompage. Cela reviendra à prévoir l'emplacement d'un groupe supplémentaire en préparant d'ores et déjà, un collecteur général d'aspiration, la tubulure de raccordement sera provisoirement obturée par une plaque pleine.

III.2. - Le stockage

Dans le dimensionnement du réservoir, deux considérations doivent nous guider : l'altitude et la capacité. En effet, le réseau doit fournir assez d'eau (capacité) à l'utilisateur et ceci à une pression suffisante, résultant de la charge initiale (altitude). L'extension du réseau entraîne des pertes de charge supplémentaires.

Or, une fois construite, il n'est plus possible de modifier la capacité et la cote d'altitude des réservoir. Il y aura lieu de majorer la capacité du réservoir et de le tenir à une cote supérieure de quelques mètres à celle nécessaire pour le cas présent.

Du point de vue de la capacité, on pourra également préconiser la réalisation d'un second réservoir (réservoir d'équilibre) dans l'avenir. Ce réservoir sera alimenté directement par le premier.

Son emplacement découlera des considérations issues de l'extension future de la ville.

En fin une troisième alternative consiste à augmenter la durée de pompage. En effet, on sait que la capacité du réservoir dépend de la durée de pompage. Pour un pompage de 24 heures sur 24 par exemple, elle n'est que de 50 % de la demande (annexe 2.).

Donc en augmentant cette durée, on peut conserver le volume que nous avons trouvé pour la demande présente (1990).

Encore faudra t-il que le débit de pompage dans ce cas, soit suffisant pour permettre le fonctionnement des groupes dans une gamme de rendement acceptable ? Si tel est le cas, nous conseillons cette dernière solution et cela pour la raison suivante :

- la sollicitation continue d'une nappe est préférable à des pompages discontinus. En effet il s'établit, ainsi un certain équilibre dans l'écoulement souterrain donc une constance dans la qualité de l'eau. Les arrêts et les reprises de pompage entraînent un lessivage des terrains sous-jacents pouvant nuire à la qualité de l'eau.

- On réalise ainsi une économie sur le diamètre de la conduite de refoulement et on n'aura pas à construire un nouveau réservoir.

III.3. - Ouvrages de transport

Pour les ouvrages de transport, notons qu'il y a lieu de faire la distinction entre les conduites de refoulement et les conduites d'adduction gravitaire.

Pour les conduites de refoulement, il est conseillé dans leur dimensionnement de se limiter à une vitesse d'écoulement raisonnable de telle sorte que les pertes de charge totales ne dépassent pas 10 % de la hauteur géométrique d'élevation totales pour le débit devant y transiter actuellement. Le transit d'un débit élevé pourra ainsi s'obtenir avant d'envisager le doublement de la conduite par une autre conduite en parallèle.

Quand à la conduite à écoulement gravitaire, on sait que le transit du débit est fonction de la pente hydraulique entre les points extrêmes. Donner à la ligne piézométrique une pente plus accentuée permettra donc l'augmentation du débit transité. Ce qui revient donc :

- soit à relever la cote du plan d'eau au départ,
- soit à abaisser la cote des plans d'eau à l'arrivée,
- soit à agir sur les deux cotes.

Concernant la première possibilité, il s'agit de prévoir un bassin de compensation dans lequel on ne dépassera pas une cote donnée. Cette cote peut correspondre à la hauteur moyenne de l'eau dans la cuve. La ligne piézométrique qu'on obtiendra correspondra au débit à écouler actuellement. Parfois on peut même être tenté de prendre la cote du radier au bassin comme ligne piézométrique. Cependant le réservoir sera mal utilisé et les dépenses de refoulement seront accrues puisque cela conduit à envoyer l'eau à une hauteur plus élevée qu'il n'est nécessaire.

Néanmoins, on pourra fonctionner avec un plan d'eau entre les cotes extrêmes, simplement la marche du refoulement doit être conçue en conséquence (pompage durant les heures

creuses par exemple).

La deuxième possibilité quand à elle suppose, dans l'état actuel, que l'on ait placé un robinet type pointeau par exemple qui introduirait une perte charge singulière maintenant ainsi la cote à un certain niveau. L'ouverture du robinet à un degré plus élevé permettra l'abaissement voulu du point d'arrivée de la ligne piézométrique.

Enfin, la troisième solution sera une combinaison des deux premières. Elle permettra une augmentation plus accrue des débits. Notons enfin la nécessité de veiller, autant que faire se peut, à ce que la vitesse d'écoulement reste toujours acceptable et que les lignes piézométriques se situent toujours au dessus du sol.

III.4. - La distribution

La satisfaction de la demande future nécessite le transport de débit plus important. Le réseau doit donc être dimensionné dès le début en conséquence.

Pour cela, il s'agit de faire en sorte que les vitesses d'écoulement pour le débit de pointe actuel soient voisines de 1 m/s.

Dans le cas où l'on sera contraint de renforcer le réseau, on privilégiera la pose en parallèle d'une nouvelle conduite, en remplacement de l'ancienne conduite par une autre de gros diamètre*.

En résumé, dans l'étude qui va suivre (Chapitre III), nous dimensionnerons les différentes installations en tenant compte de l'avenir, autrement de l'accroissement de la consommation.

N'est-ce pas là, des dispositions avant tout d'ordre économique ?

* Pour des considérations économiques.

C H A P I T R E I I I .

I N F R A S T R U C T U R E S D U R E S E A U
D E D I S T R I B U T I O N

INTRODUCTION

D'une manière générale, un réseau d'alimentation en eau potable s'articule autour des points clefs suivants : l'alimentation, le stockage et le réseau de distribution.

L'alimentation comprend la zone de production et les équipements hydrauliques .

La zone de production étant connue (forage F1) les équipements hydrauliques seront déterminés en tenant compte de l'ensemble des données hydrodynamiques du forage, des caractéristiques de refoulement et des données géométriques du réservoir de stockage.

Ce dernier résultera du meilleur compromis entre les conditions suivantes :

- conditions topographiques : si le site le permet, la préférence sera donnée aux points hauts permettant une alimentation en gravitaire sans faire appel à une réserve surelevée ;

- condition de proximité : pour des raisons d'exploitation, il est préférable de dissocier l'adduction de la distribution ; aussi, toute chose étant égale par ailleurs, notre choix se portera sur les sites proches de la zone de production ;

- condition de centralité : afin de garantir des pressions satisfaisantes sur l'ensemble du réseau sans recourir à un surdimensionnement des diamètres, nous veillerons au cours de l'étude à assurer au réservoir une position centrale dans le tissu urbain.

Le réseau de distribution quand à lui découlera non seulement de considérations économiques, mais il devra être conçu dans le cadre du développement de l'agglomération. Notons que dans notre étude, nous nous limiterons à l'ossature des conduites maitresses.

P A R T I E I.

D E S C R I P T I O N

I. - Le réseau de distribution

I.1. - Généralités

Le réseau de distribution d'eau est l'ensemble des canalisations faisant suite au réservoir. L'eau sort de ce dernier par une conduite qui se prolonge à travers la ville en formant des conduites maitresses sur lesquelles sont effectués les branchements. Notre étude se limitera à ces conduites.

Elles peuvent être :

- métalliques = fonte ductile, acier,
- à base de ciment = béton armé, amiante-ciment (grosses conduites) ;
- en matière plastique.

Le choix du matériau doit non seulement faire l'objet d'une étude géotechnique mais aussi d'une étude économique détaillée tant au niveau de l'achat qu'au niveau de la pose et du coût des pièces spéciales.

Toutefois, dans l'optique de standardiser les équipements dans le cadre de la gestion des exploitations de la nouvelle société des eaux, nous utiliserons des conduites en matière plastique plus précisément en polychlorure de Vinyle non plastifiée (P.V.C.).

D'ailleurs, à l'opposé des autres, elles sont moins coûteuses, faciles à manoeuvrer et elles offrent peu de résistance à l'écoulement. Leur caractéristique et les diamètres commerciaux sont donnés en annexe 7 .

I.2. - Type de réseau

La configuration d'un réseau de distribution d'eau est souvent dictée par celle du réseau routier. Parmi les différents types de réseaux, on distingue :

- les réseaux ramifiés ou étoilés (Fig. 1)
- et les réseaux maillés (Fig. 2)

Le réseau ramifié ou étoilé comme l'indique son nom a une structure d'arbre. Cette ossature présente un grave défaut : l'alimentation est à sens unique de telle sorte que si un arrêt se produit en un point quelconque, toutes les conduites placées en aval se trouveront privées d'eau. Certains quartiers de la ville de Thiès connaissent actuellement ce problème.

Le réseau maillé supprime cet inconvénient en assurant l'alimentation à un point de plusieurs directions. Il s'impose pour les moyennes et grandes agglomérations surtout quand celles-ci présentent des rues raccordées entre elles, de manière à former des mailles. Les réseaux que nous allons concevoir appartiennent à cette catégorie.

I.3. - Remarques sur le tracé

Les propriétés des canalisations sous pression qui leur permettent d'admettre n'importe quelle pente ainsi que les contre-pentes, rendent leur tracé beaucoup plus aisé que celui des canaux et aqueducs.

En principe, elles suivent les chemins existants enterrés sur les accotements. Il ne faut cependant pas hésiter à adopter un tracé à travers champs même aux prix d'indemnités, si finalement ce dernier est plus économique. Les traversées des routes doivent être évitées du moins dans la mesure du possible en raison des charges supportées, qui

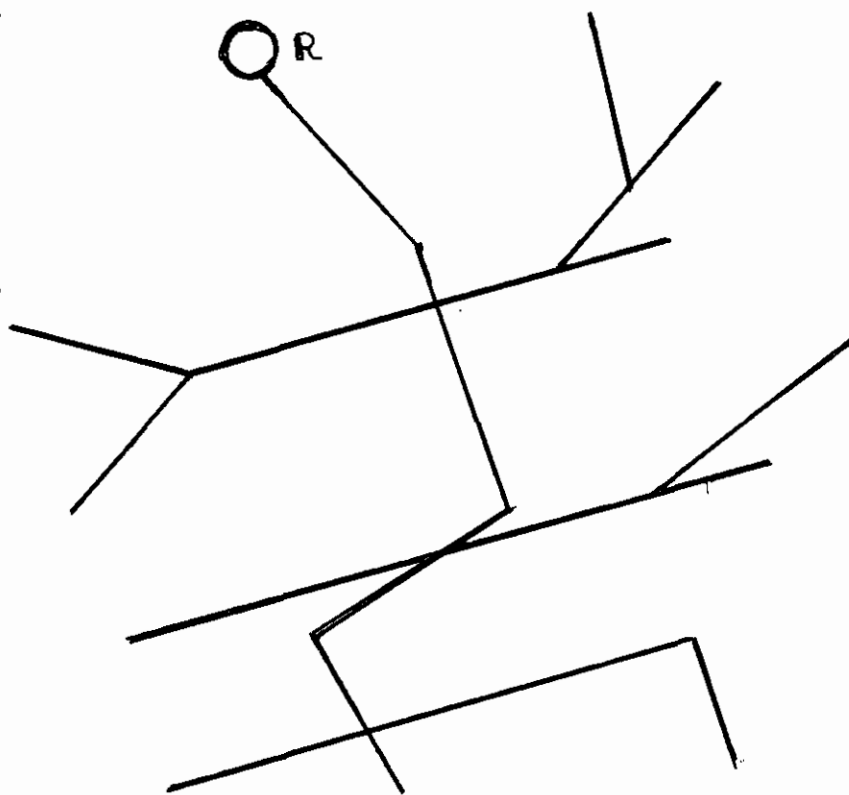


FIGURE 1 : Réseau ramifié

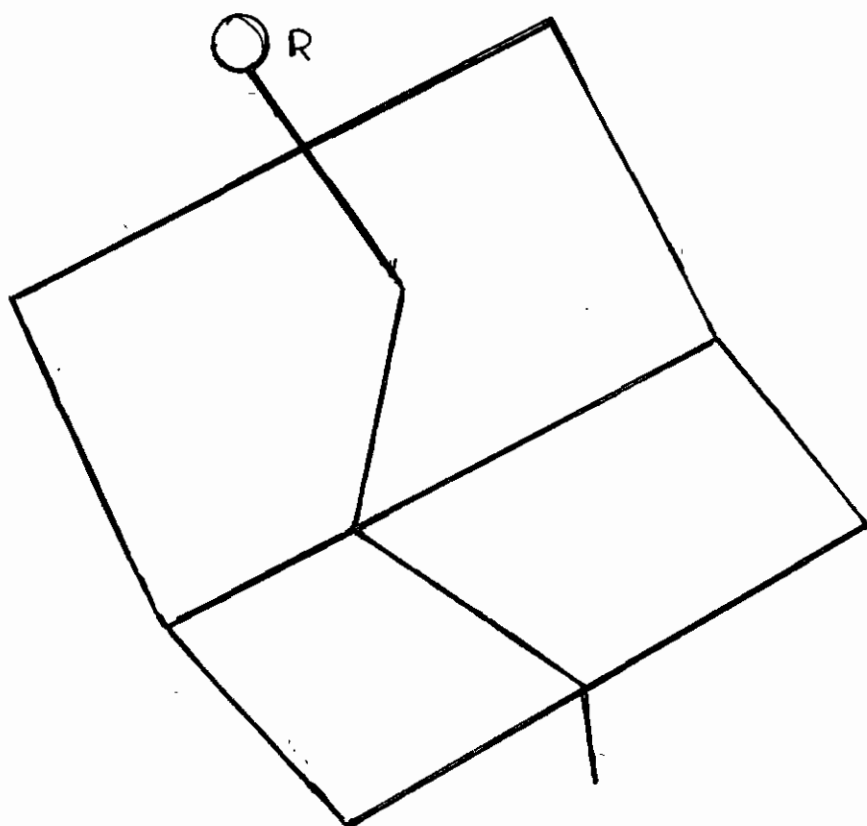
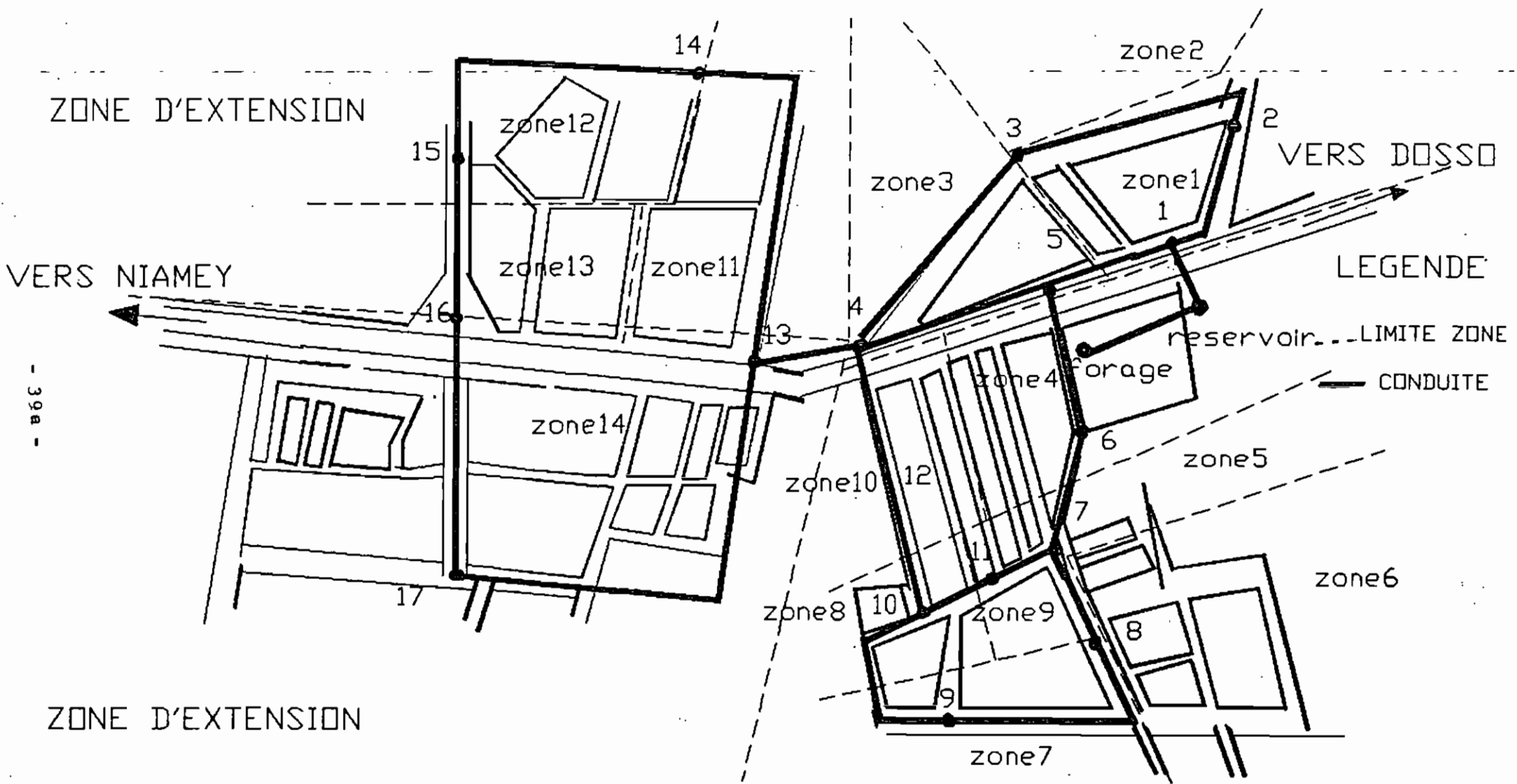


FIGURE 2 : Réseau maillé

peuvent engendrer la rupture donc des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route.

C'est fort conscients de ces remarques, que nous avons cherché d'une manière générale, à obtenir le tracé qui permet l'alimentation des orifices de puisage, que nous avons choisies, avec le minimum de conduites.

Les réseaux auxquels nous sommes parvenus sont donnés aux figures 3 et 4 pages suivantes ;
La population étant supposée répartie de manière homogène du point de vue de la consommation, nous avons divisé l'agglomération en secteurs (voir figures). Le besoin en eau spécifique à chaque secteur, calculé Tableaux 1,2, est regroupé et assuré par un noeud.
Cette étape étant réalisée, il a suffi d'opter pour le cheminement le plus adéquat en vue de relier ces noeuds.



- 39a -

Figure 3 PLAN DE LA VILLE ET RESEAU I
Echelle: 1/10 000

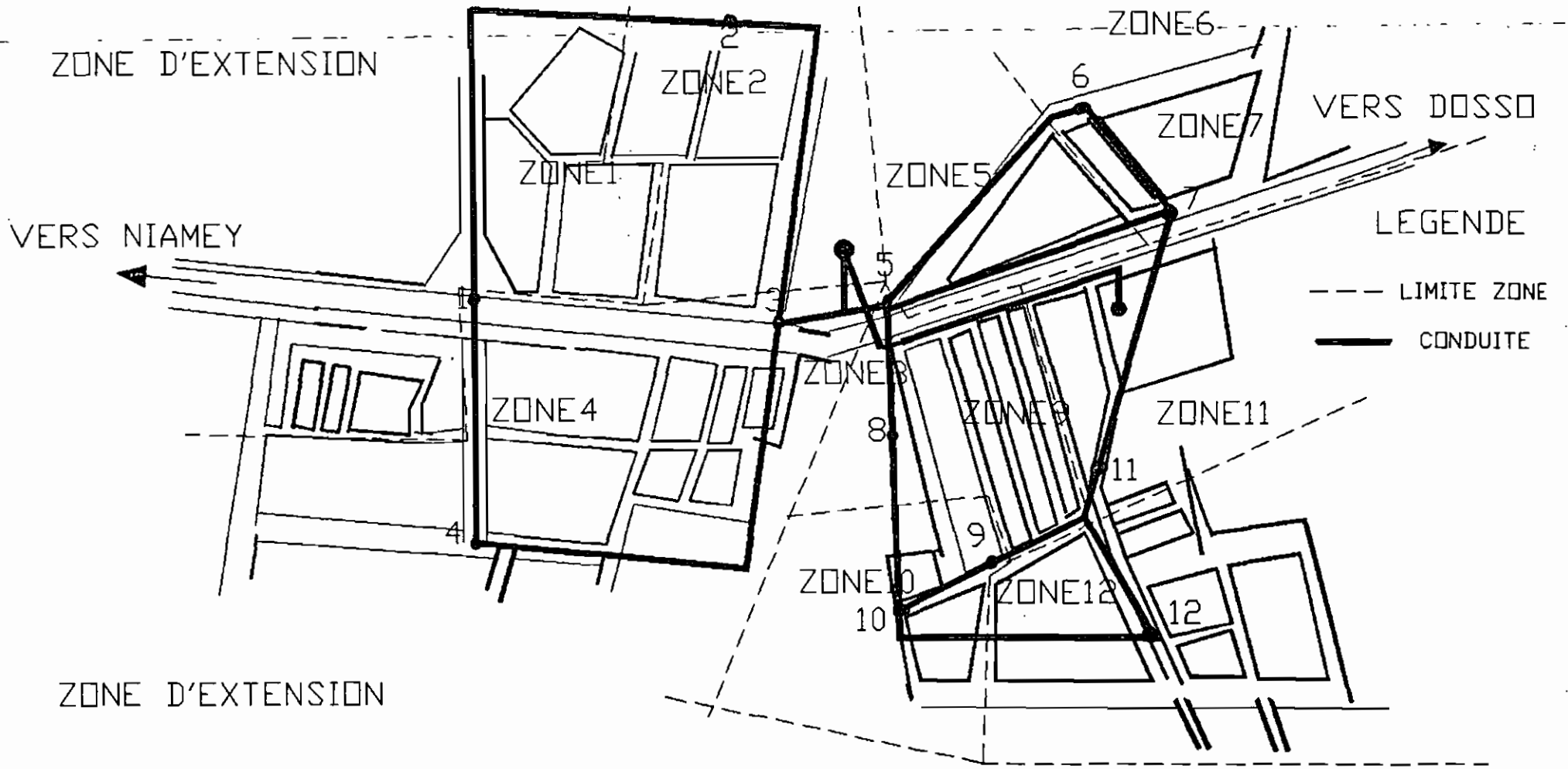


FIGURE 4.

PLAN DE LA VILLE ET RESEAU II

Echelle: 1/10 000

Réseau 1.

TABLEAU 1

Z O N E	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
Superficie (m ²) X 10 ³ -	110,16	197,76	228,79	166,64	141,12	90,10	48,60	77,00	108,00	95,88	104,00	88,40	166,72	119,60	1742,772
% Superficie totale	6,32	11,34	13,13	9,56	8,10	5,17	2,72	4,42	6,20	5,50	5,97	5,07	9,57	6,86	100
Consommation moyenne (l/S)	0,34	0,558 Q ₁ ⁺	0,646	0,470	0,398	0,254	0,138	0,218	0,305	0,271	0,244	0,249	0,471	0,337	4,19

Réseau 2.

TABLEAU 2

Z O N E	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Superficie (m ²) X 10 ³	364,4	141,12	0	338,95	77,00	90,10	48,60	108,00	119,60	104,00	95,88	225,15
% Superficie totale	20,90	8,10	0	19,45	4,42	5,27	2,79	6,20	6,86	5,97	5,50	14,64
Consommation moyenne (l/S)	10,351	0,398	Q ₁ /2 8,5	0,957	0,218	0,254	0,138	0,305	0,337	0,294	0,271	0,721

N.B./ La densité de la population étant presque la même dans tous les quartiers, la répartition de la demande globale se fera donc proportionnellement à la superficie affectée à chaque secteur.

II. - Les réservoirs

La quantité d'eau à stocker étant de 450 m³, nous opterons pour un seul réservoir dans le cas de chaque réseau de distribution. Dans les deux cas, les réservoirs auront les mêmes caractéristiques seules les cotés du radier seront différentes. Ces dernières seront déterminées plus loin, lorsque nous aurons réalisé l'analyse complète des réseaux. Ces côtes seront de telle sorte qu'on ait une pression résiduelle minimale de 14 mètres en tout point des réseaux.

II.1. - Type de réservoir

Pour des quantités d'eau réduites, les réservoirs sont, parfois construits en tôle, ils sont alors installés sur des supports légers en fer, bois ou béton. Cependant, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint.

Au Niger, jusqu'à nos jours, les réservoirs en tôle ne sont utilisés que pour quelques établissements industriels importants et quelques rares propriétés privées. Certes avec le développement de la technologie, les techniques actuelles de soudure et leur contrôle radiographique offrent une étanchéité parfaite à la cuve. Mais ces réservoirs outre les frais d'entretien qu'ils occasionnent, présentent l'inconvénient de ne pas mettre l'eau à l'abri des variations de températures.

Les réservoirs en maçonnerie en élévation seraient très coûteux et sont rarement étanches, d'ailleurs ne les conseille-t-on pas que pour les réservoirs enterrés ou semi-enterrés seulement.

Eu égard à tout ce qui précède, nous adopterons des réservoirs en béton armé, en faveur desquels nous pouvons citer les avantages suivants entre autres :

- le béton n'est attaqué par la rouille que faiblement ;
- l'eau sera à l'abri des variations de température ;
- moins épais, donc moins lourd que la maçonnerie, le béton armé exige des fondations moins importantes ;
- enfin, contrairement à la tôle, le ciment est un matériau local*.

II. 2. - Emplacement des réservoirs

Considérons le débit qui arrive au réservoir et celui qui en sort. Pratiquement, on peut supposer que ces débits sont égaux pour une journée.

Or, l'alimentation du réservoir se fait pendant 10 heures donc le débit horaire de remplissage sera :

$$Q_{\text{remp.}} = \frac{DT}{10h} = \frac{425}{10} = 42,5 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$Q_{\text{remp.}} = \frac{42,5 \times 1000 \text{ l}}{3.600 \text{ s}} = 11,81 \text{ l/s.}$$

Si nous considérons le débit de design, trouvé plus loin** , on voit qu'en ce moment critique il arrive au réservoir un débit de 11,81 l/s alors qu'il en sort un débit $Q_{\text{design}} = 42,86 \text{ l/s.}$

Dans ce cas, l'emplacement optimal du réservoir est dictée par la condition de centralité.

Pour preuve, supposons les cas de figures suivants = un puits P situé à une distance L d'une agglomération à alimenter et étudions les cas extrêmes pouvant se présenter.

* Cimenterie à Malbaza (NIGER)

** Partie II du présent chapitre.

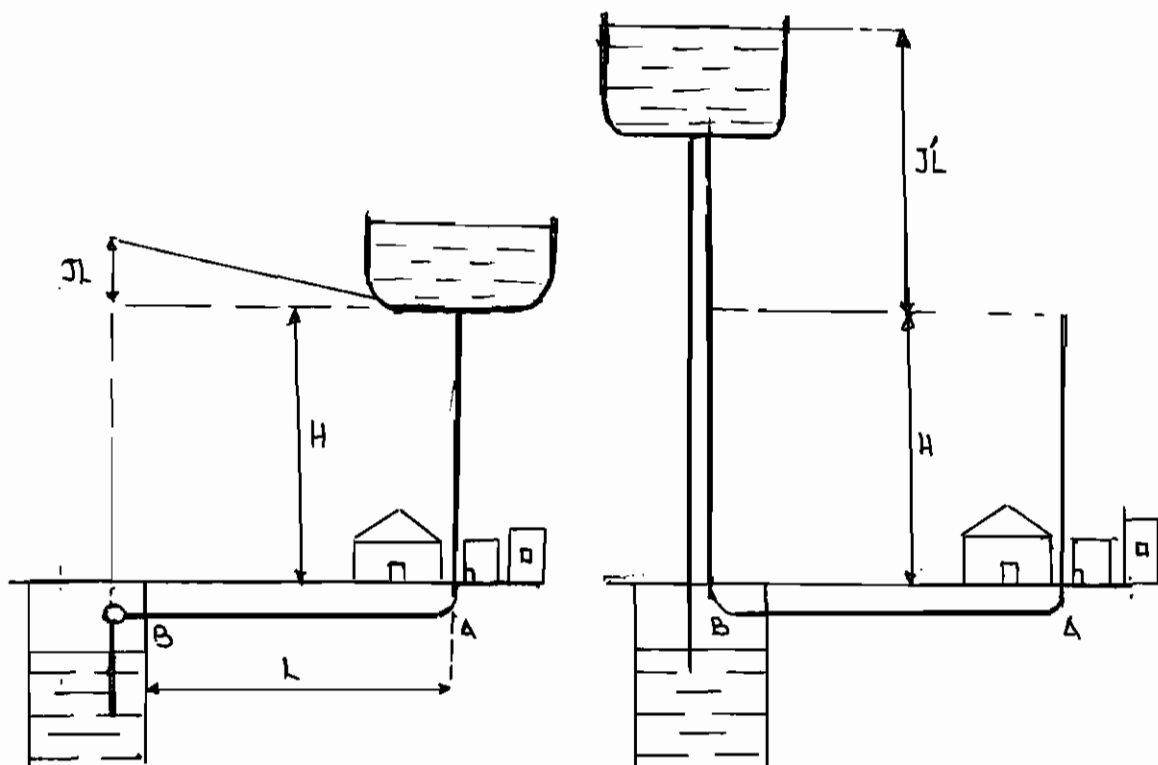


FIGURE 5 : CONDITION DE CENTRALITE

1^{er} CAS : RESERVOIR AU
CENTRE DE L'AGGLOMERATION.

2^{ème} CAS : RESERVOIR AU-DESSUS
DU PUIITS.

Dans le premier cas, pour une pression au sol H nécessaire en A, la pression de fonctionnement de la pompe est $= H_1 = H + jL$; j étant la perte de charge dans la conduite AB. La hauteur du réservoir sera donc H . Dans le deuxième cas AB devient une conduite de distribution débitant Q_{design} .

En conséquence, pour obtenir au point A la même pression, il faudra :

- soit, en optant pour le même diamètre que dans le premier cas, il faudra augmenter la hauteur du château d'eau. Dans notre cas, $Q_{design} = 42,86 \text{ l/s} = 3,63 Q_{remp}$.

Cette hauteur sera :

$$H_2 = H + (3,63)^2 jL = H + 13,17 jL$$

Le réservoir dans ce cas sera donc plus haut de 13,17 JL que dans le premier cas.

- Soit augmenter le diamètre de la conduite pour diminuer la perte de charge.

On voit donc que toute chose étant égale par ailleurs, la solution économique réside dans le choix de l'emplacement au centre de gravité de l'agglomération.

C'est cette condition de centralité qui justifie l'emplacement du réservoir N°2.

Cependant, des conditions particulières peuvent modifier cet emplacement. La présence d'un relief à proximité d'une ville par exemple peut faciliter l'établissement d'un réservoir de hauteur réduite voir même d'un réservoir semi-enterré.

L'emplacement du N°1 entre dans ce cadre. Nous avons en effet constaté que ce choix nous permet de réaliser un gain de 5 mètres sur la hauteur.

II.3. - Forme en plan

La forme en plan à adopter pour un réservoir peut être quelconque: carrée, rectangulaire, circulaire. Toutefois pour les nôtres, nous préconisons la forme circulaire pour deux raisons principalement :

- pour une même surface en plan le développement de paroi le plus faible conduira incontestablement au réservoir le moins coûteux.

Or, le périmètre d'un carré de surface S est $P = 4 \sqrt{S}$

Celui d'un cercle est $P' = \sqrt{4\pi S} = 3,67 \sqrt{S}$

Celui d'un rectangle de largeur a et de longueur $b = Ka$

avec $K = 1,00$ est $P'' = \frac{2(K+1)}{K} \sqrt{K} \sqrt{S} = \gamma \sqrt{S}$

Soit pour $K =$	1	2	3	4
$\gamma =$	4,00	4,23	4,61	5,00

On voit bien que la forme circulaire conduit au périmètre le plus faible donc elle est la moins coûteuse.

- La figure d'équilibre des pressions radiales uniformes est un cercle ; les réservoirs étant soumis à la pression hydrostatique du liquide contenu, ne seront soumis qu'à un effort normal de traction, s'ils sont circulaires. Si P est la pression uniforme, cet effort normal sera :

$$F = P \frac{d}{2}$$

$$\text{Mais } d = \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1,13 \sqrt{S} \quad \Rightarrow \quad F_{\text{cir}} = 0,565 P \sqrt{S}.$$

Pour un réservoir carré de côté a = \sqrt{S} l'effort normal sera

$$F_{\text{car}} = \frac{Pa}{2} = P \frac{\sqrt{S}}{2} = 0,500 P \sqrt{S}.$$

F_{car} est légèrement plus petit que F_{cir} cependant la paroi sera soumise à un important moment de flexion d'expression :

$$M = \frac{Pa^2}{12} = \frac{PS}{12}$$

Ce moment de flexion nécessite l'utilisation de beaucoup plus de béton et d'acier et rend ainsi cette forme beaucoup plus coûteuse.

Par conséquent, il est irrationnel de chercher pour un réservoir une forme autre que circulaire.

II.4. - Caractéristiques physiques des réservoirs

II.4.1. - Dimensions

Elles sont variables selon l'utilisation du réservoir. Cependant pour des raisons soit d'exécution soit d'esthétique, quelques mesures de bonnes conduites sont à observer.

Pour les petits réservoirs d'eau potable, la hauteur doit être comprise entre 2 m et 7 m, pour les gros, elle varie de 8 m à 12 m.

Ces chiffres ne doivent pas être dépassés au risque d'engendrer de fortes variations de pression dans les canalisations.

Par ailleurs, pour réduire les efforts dans les parois et sur le fond, la tendance est à la diminution de cette hauteur quitte à opter pour une plus grande dimension en plan alors que plus cette dimension est grande, plus grandes seront les déformations ; donc moins étanche sera le réservoir.

C'est pourquoi, un diamètre maximum de 25 m n'est pas à dépasser.

Pour le prédimensionnement des réservoirs, nous nous baserons sur les études menées par FONLLADOSA⁽³⁾.

II.4.2. Fonds de la cuve

Les fonds des cuves se traitent soit en dalle épaisse plane, soit en coupole avec tole périphérique.

Pour nos réservoirs, nous opterons pour une dalle épaisse plane car elle s'adapte bien à l'utilisation des poteaux.

II.4.3. - Couverture

Les réservoirs d'eau doivent être couverts pour être à l'abri des contaminations, des eaux de pluies et des poussières.

Cette couverture peut prendre des formes diverses, pourvue qu'elle permette une évacuation rapide et aisée des eaux de pluie et autre.

Cependant pour nos réservoirs, nous suggérons une couverture en coupole sphérique ou parabolique.

II.4.4. - Pylone

Le pylone, support de la cuve, peut se concevoir de deux façons : pylone sur poteaux ou pylone sur tour.

Nous conseillons un pylone sur poteaux. La cuve reposera sur quatre poteaux verticaux de section carré.

II.5. - Fontainerie des réservoirs

Les réservoirs doivent être munis de conduites d'alimentation, de distribution, de vidange et enfin de trop plein. Avant d'analyser ces dispositifs, il convient de noter que l'étanchéité doit être assurée aux endroits où ces conduites traversent les parois des réservoirs.

II.5.1. - L'adduction

La conduite d'alimentation, dont le diamètre se calcule en fonction du débit de pompage, doit être munie d'un dispositif permettant l'arrêt du moteur quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal. L'adduction se fera par surverse, en prolongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit noyée.

Ce mode d'adduction permet non seulement d'avoir une altitude constante pour l'arrivée de l'eau, donc de faire travailler la pompe sous une hauteur constante mais aussi de ne pas détruire l'équilibre carbonique établi au sein du liquide. Toutefois, il convient de placer un clapet sur l'arrivée au réservoir car en cas de bris de la conduite, le réservoir se videra par siphonnage.

II.5.2. - La distribution

Le diamètre de cette conduite sera déterminé à partir du débit de design. En vue d'éviter l'entraînement des boues ou de sables, la conduite doit être munie à son origine d'une crépine, on peut également résoudre ce problème en veillant à ce que la conduite prend son départ à 0,15 m au dessus du radier à l'opposé de l'adduction.

Enfin un robinet vanne sera aménagé sur la conduite.

II.5.3. Trop plein

Comme son nom l'indique, cette conduite doit évacuer le surplus d'eau dans le réservoir. Son diamètre résultera de l'équation :

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} V \Rightarrow D = \frac{\sqrt{4Q}}{\pi V} \text{ ou } Q = \text{débit de pompage.}$$

Or $V = \sqrt{2gH}$, H étant la hauteur du plan d'eau au dessus de la base de la conduite, $H = 0,5$ m.

$$V = \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,5} = \sqrt{9,90} \text{ ms}^{-1} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times 0,0118}{\pi \times 9,90}} = 0,069 \text{ m.}$$

$$D = 69 \text{ mm.}$$

II.5.4. - Vidange

Pour le nettoyage de la cuve, une conduite de vidange doit être prévue. Elle partira du point bas du réservoir et sera raccordée à la conduite de trop plein. Un robinet vanne sera aménagé au départ de la conduite.

III. - L'alimentation

Dans cette partie, il s'agit de dégager des instructions, mieux des directives quand au choix du groupe éleveatoire.

La résolution de ce problème passe par l'étude des différentes contraintes à satisfaire. Ce sont :

- les conditions hydrauliques : les hauteurs manométriques d'aspiration et de refoulement, les pertes de charge, le débit à assurer, les conditions de pompage.

- Les conditions mécaniques : la vitesse de rotation, le couple, la puissance absorbée et le rendement sont nécessaires pour le choix du moteur d'entraînement de la pompe. Cependant, comme l'ensemble du groupe (moto-pompe) est livré généralement par le constructeur, ce problème ne se pose pratiquement pas.

- Les conditions d'installation : ce sont les conditions d'amorçage, d'aspiration (NPSH), l'encombrement du groupe.

De plus, les qualités physico-chimiques de l'eau pompée doivent intervenir pour le choix des matériaux constitutifs de la pompe ; ce qui permettra d'éviter par exemple les risques de corrosion.

Enfin les facilités d'entretien, liées à la qualification de la main d'oeuvre disponible, doivent aussi guider le choix.

Enfin, pour l'alimentation en énergie de la station, il s'avère nécessaire de dresser l'inventaire des besoins ; les principaux sont les besoins pour l'entraînement des pompes, qui constituent la quasi-totalité de l'énergie consommée par la station et les besoins dus à l'éclairage.

Cet inventaire réalisé, il s'agit d'opter ensuite pour un mode de livraison d'énergie en ayant à l'esprit que l'équipement électrique représente une dépense importante d'investissement. La ville de Birni n'étant pas alimentée en électricité, on pourra étudier la construction d'une station de transformation car la ligne haute-tension Kainji-Niamey se trouve à moins de deux (2) kilomètres. Cependant, nous suggérons l'installation d'un groupe électrogène entraîné par un moteur diesel utilisant le gas-oil comme carburant.

Nous donnons à la Figure 5 (page suivante), le schéma d'alimentation et de fontainerie du réservoir.

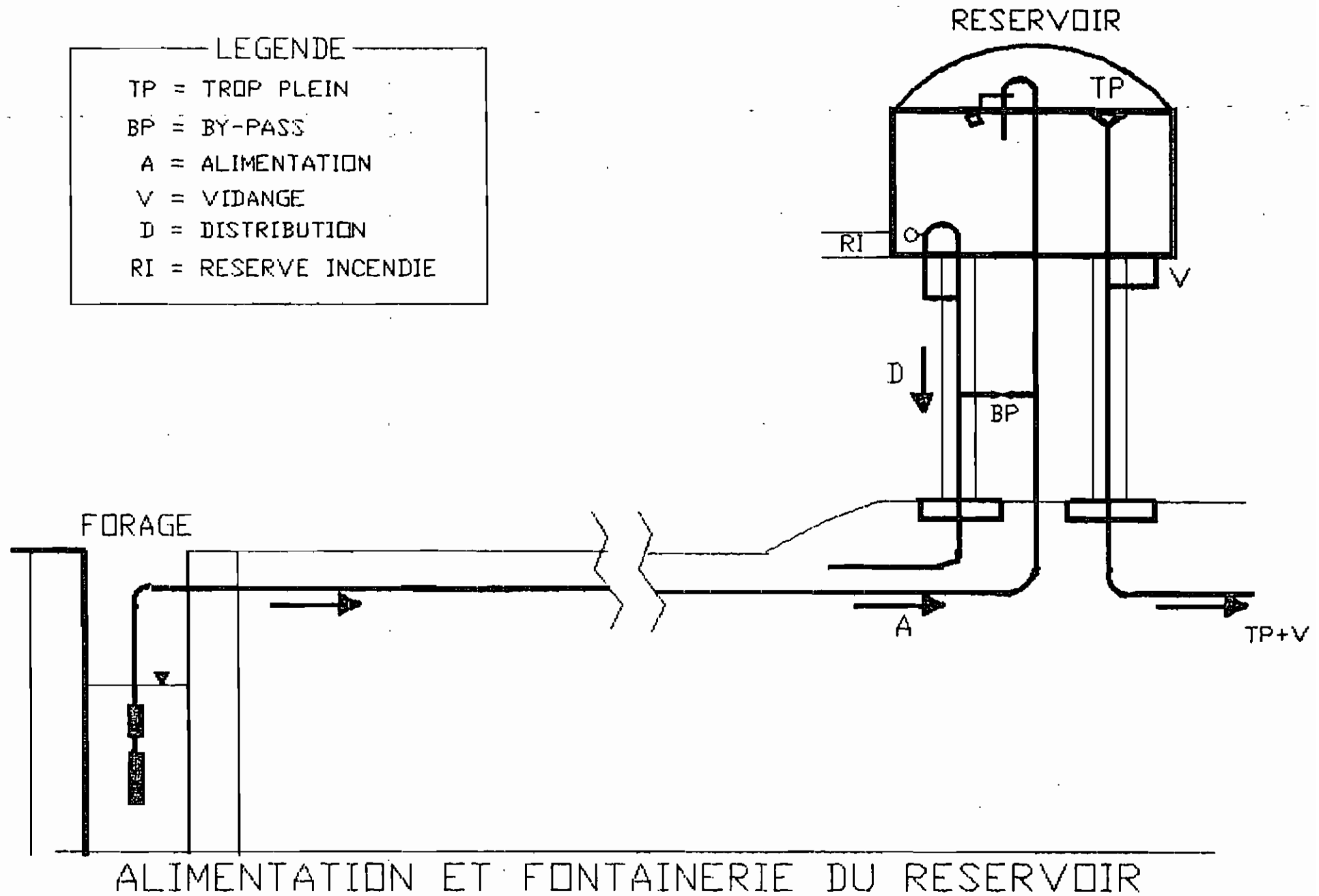


FIGURE 6.

ALIMENTATION ET FONTAINERIE DU RESERVOIR

PARTIE II.

DESIGN DES INFRASTRUCTURES

I. - Les réseaux de distribution

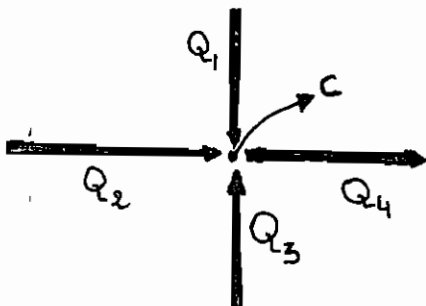
1.1. - Description de l'écoulement dans un réseau : Débits inconnus

Les équations qui régissent l'écoulement dans les conduites constituant un réseau sont :

1°/- L'équation de continuité ou première loi de Kirchhoff : $\sum Q_i = 0$, qui signifie qu'en chaque noeud i de conduites, le débit qui arrive par une ou plusieurs d'entre elles s'écoule par les autres ;

2°/- L'équation des pertes de charges ou deuxième loi de Kirchhoff = $\sum h_{fi} = 0$, qui doit être vérifiée pour chaque boucle du réseau et qui exprime que le long d'une telle boucle, la somme algébrique des pertes générales est nulle. C'est donc dire que la pression à un noeud ne peut avoir qu'une seule valeur, une fois le réseau en équilibre.

Pour illustrer les lois ci-dessus énoncées, considérons le noeud suivant :



Q_1, Q_2, Q_3, Q_4 représentent les débits dans chacun des tronçons et C représente la consommation exercée au noeud. Pour ce noeud on peut écrire :

$$Q_1 + Q_2 + Q_3 - Q_4 = C$$

Si N est le nombre total de noeud du réseau, on peut de la même façon écrire $N - 1$ équations indispensables, la $N^{\text{ième}}$ équation n'est pas indépendante car découlant du $N - 1$ premières équations.

Ces $N - 1$ équations sont toutes linéaires, l'exposant de Q étant 1,0.

La deuxième loi appliquée au réseau permet d'élaborer également B équations, B étant le nombre de circuits fermés. Ces équations traduisent tout simplement le fait que la somme des pertes de charge le long d'une bouche est nulle.

$$\sum_b^I hfb = 0 ; \quad \sum_b^{II} hfb = 0 ; \quad \dots ; \quad \sum_b^B hfb = 0$$

Or $hf = KQ^n$ donc ces équations deviennent :

$$\sum_b^I K_b Q_b^{nb} = 0 ; \quad \sum_b^{II} K_b Q_b^{nb} = 0 ; \quad \dots ; \quad \sum_b^B K_b Q_b^{nb} = 0$$

On voit bien que ces équations ne sont pas linéaires.

On obtient alors $(N-1)$ équations linéaires et B équations non linéaires pour un total de C équations ou C représente évidemment le nombre de conduites. Il vient alors que quelque soit l'ossature de réseau, l'équation suivante doit toujours être respectée.

$$\boxed{C = N - 1 + B}$$

La résolution de ces équations passe par leur linéarisation. Pour notre étude, nous utiliserons deux méthodes de calcul : la méthode de Hardy CROSS et le programme "Hyfaster". Des indications sont données en annexe sur ces méthodes.

I.2. - Analyse des réseaux

I.2.1. - Estimation des coefficients de pointe

Nous utiliserons l'équation empirique connue sous le nom de formule de GOODRICH^(f) qui permet de prévoir les pointes de consommations de diverses durées.

$P = 180 t^{0,10}$ ou $P =$ taux de consommation de pointe en pourcentage de la consommation moyenne.

formule valable $\frac{2}{24} < t < 360$ jours, $t =$ temps en jours.

Cette formule, d'un usage assez généralisé en Amérique du Nord, s'applique surtout pour les petites villes.

Ainsi pour $t = 1$ (pointe journalière) $= P = 180 (1)^{0,1} = 180 \%$

Donc la consommation journalière maximum est 1,8 fois la consommation moyenne.

Pour la pointe horaire, nous supposons, comme la plupart des ingénieurs l'acceptent pour fins de calcul^(f), que le taux moyen de consommation durant l'heure de consommation maximale vaut 150 % du taux moyen horaire de cette journée. Donc la pointe horaire sera :

$$P_h = 1,8 \times 1,5 = 2,7$$

I.2.2. - Détermination du débit de design

De ce qui précède, il vient que $Q_{\text{jour max.}} = 1,8 Q_{\text{moy.}} = 1,80 \times 425 \text{ m}^3/\text{J}$.

$$Q_{j\text{max.}} = 765 \text{ m}^3/\text{J} = 8,86 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{design}} = \text{Max} \left[Q_{\text{jour max.}} + Q_I, Q_h \text{ max.} \right]$$

$$Q_{j\text{max.}} + Q_I = 8,86 \text{ l/s} + 2 \times 17 \text{ l/s} = 42,86 \text{ l/s.}$$

(Q_i étant le débit d'incendie)

donc $Q_{design} = Q_{Jmax.} + Q_I = 42,86 \text{ l/s.}$

Nous dimensionnerons nos conduites avec cette valeur ; les débits aux noeuds seront alors :

Réseau (1)

ZONE (L)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Débits (l/s)	0,467	0,837	0,969	0,705	0,597	0,381	0,207	0,327	0,458	0,407	0,441	0,374	0,707	0,506

Réseau (2)

ZONE (L)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Débits (l/s)	10,351	0,716	8,500	1,723	0,392	0,457	17,250	0,550	0,607	0,529	0,488	1,297

I.2.3. - Calcul provisoire des diamètres

Pour déterminer le diamètre d'une canalisation, il faut d'abord déterminer le débit qu'elle aura à transiter. Le réseau étant maillé, la quantité d'eau et son sens de circulation ne peuvent être déterminés avec exactitude du premier coup. Nous procédons à une première estimation (voir schéma). A partir des débits ainsi obtenus, il a été procédé au calcul provisoire du diamètre, lesquels sont également portés sur les schémas. Précisons que le diamètre d'une conduite ayant une incidence directe sur les frais d'exploitation, devra être fixé en recherchant la valeur la plus économique de ceux-ci, sans perdre de vue les possibilités d'augmentation de la demande en eau.

C'est pourquoi, nous avons utilisé la formule de Bresse qui donne ce diamètre économique $= D = 1,5 \sqrt{Q}$ avec Q en m³/s et D en m.

Exemple de calcul Pour Q = 20,920 l/s (conduite II réseau I) on a :

$$D = 1,5 \sqrt{\frac{20,920 \times 1}{1000}} = 0,216956$$

Prenons D = 0,217.

I.2.4. - Côte provisoire du radier du réservoir

Comme nous l'avons dit précédemment, l'altitude de la cuve, plus précisément celle de son radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute côte piézométrique exigée sur le réseau. En première approximation, elle se déterminera donc à partir de la perte de charge entre le réservoir et le point de la plus haute côte piézométrique. Plusieurs formules ont été établies pour le calcul de cette perte de charge dans les conduites. Cependant, la formule de Darcy-Weisbach est la plus couramment utilisée et la plus admise.

$$hf = f \left(\frac{L}{D} \right) \frac{V^2}{2g}$$

ou f = "Coefficient de frottement" (sans dimension)
De même, il existe plusieurs formules pour la détermination du coefficient de frottement. Dans notre étude nous utiliserons celle de Coolebrook à savoir :

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{e/D}{3,7} + \frac{2,51}{NRe \sqrt{f}} \right)$$

avec e = rugosité de la conduite
D = diamètre de la conduite en m
NRe = $\frac{DV}{\nu}$ Nombre de Reynolds.

Telle qu'exprimée ci-dessus, cette formule de calcul du frottement n'est pas pratique à utiliser dans les calculs d'ingénieur. Pour cette raison, nous utilisons le diagramme de Moody (donné en annexe) qui, dans sa partie "zone de transition" représente cette formule.

Ainsi nous obtenons les tableaux suivants :

Pour le réseau N° 1 : Le noeud le plus éloigné de l'entrée est le noeud N° 16.

En suivant le cheminement 16 - 15 - 14 - 13 - 4 - 3 - 2, les conduites rencontrées sont 18, 17, 16, 16, 3, 2, 1.

Conduites N°s	Coefficient de frottement	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débits (l/s)	Perte de charge (m)
18	0,0185	350	151	10,167	0,7045
17	0,0183	546	157	11,040	1,0534
16	0,0185	640	162	11,730	1,2064
15	0,0175	308	219	21,29	0,4007
3	0,0205	606	97,6	4,233	2,6768
2	0,0204	680	102,73	4,690	2,2036
1	0,0162	366	222	21,940	0,3984

Soit la conduite i on a $h_i = f_i \cdot \left(\frac{L_i}{D_i} \right) \cdot \frac{V_i^2}{2g}$

Or $Q_i = A_i V_i = \frac{\pi D_i^2}{4} V_i \Rightarrow V_i = \frac{4Q_i}{\pi D_i^2}$

$$\text{donc } h_i = f_i \left(\frac{L_i}{D_i} \right) \times \left(\frac{4Q_i}{\pi^2 D_i^2} \right)^2 \times \frac{1}{2g}$$

$$h_i = 0,08263 f_i \frac{L_i}{D_i^5} Q_i^2$$

La perte de charge totale (entre le noeud 18 et le noeud 1) est = $h_T = \sum h_i = 8,6438 \text{ m}$

Un réseau de distribution d'eau doit pouvoir assurer aux consommateurs une pression d'eau suffisante pour répondre à leurs usages de façon adéquate. C'est pourquoi, une pression résiduelle minimale d'au moins 14 m d'eau doit être assurée en tout point à travers le réseau de distribution ; une telle pression permettra alors de combattre les pertes de charges dans la conduite de branchement et à travers les poteaux d'incendies et assurer l'alimentation du service incendie.

Donc, au noeud 16, il faut qu'on ait 14 m d'eau comme pression, la pression résiduelle au noeud 1 (entrée) sera :

$$Pr_1 = 14 + h_T = 14 + 8,6438 = 22,6438 \text{ m.}$$

A présent, pour déterminer la côte du radier, il suffit d'ajouter à cette valeur la perte de charge dans la conduite d'amenée en tenant compte, bien sûr du gain que nous avons, compte tenu de la position du réservoir. Cependant, nous avons besoin pour déterminer cette perte de charge de la longueur de la conduite d'amenée donc de la hauteur du château. Nous prenons 25 m comme perte de charge du radier jusqu'au noeud 16 pour tenir compte non seulement de cette valeur mais aussi et surtout des extensions futures de l'agglomération. En effet, toute extension entraînera un allongement du réseau, donc une augmentation des pertes de charges.

La côte du radier sera alors = $186,28 + 25 = 211,28$ mètres soit une altitude ^{par rapport} du sol égale à $211,28 - 190,22 = 21$ mètres.

Pour le réseau N°2. : Le noeud 12 est le plus éloigné.

De la même façon que précédemment, on détermine la côte approximative du radier.

Nous nous épargnerons ce calcul étant donné que c'est la méthode de Hardy-Cross qui sera utilisée.

Les paramètres nécessaires étant obtenus, nous passons à l'analyse proprement dite du réseau, analyse à l'issue de laquelle, nous dégagerons des paramètres cette fois ci, définitifs.

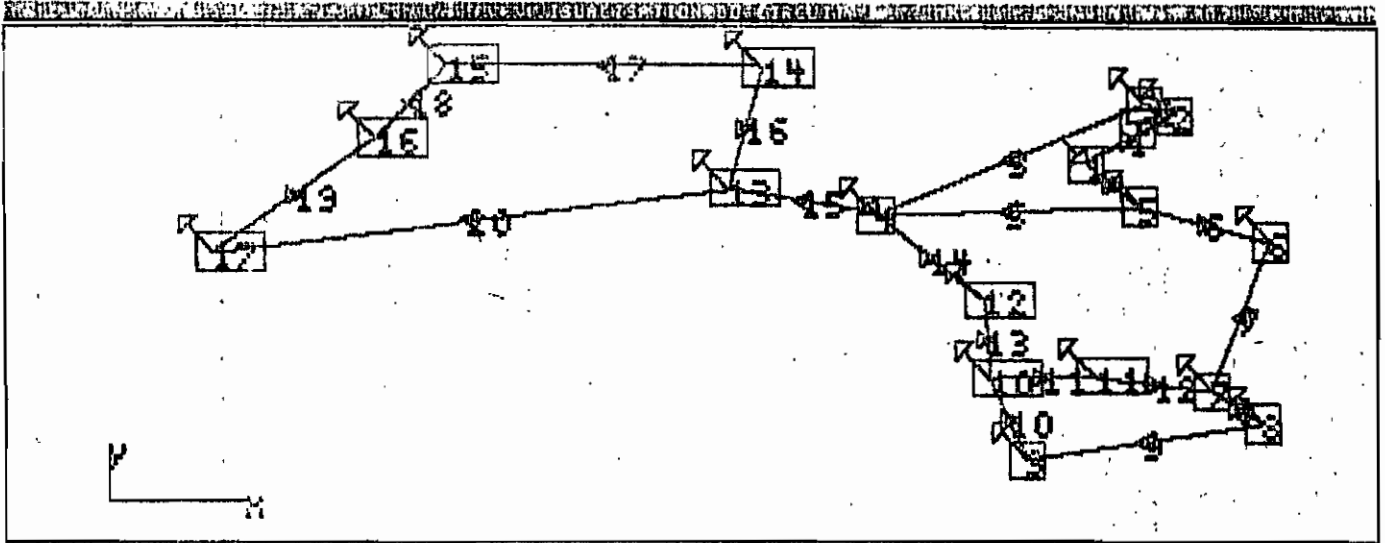
I.2.5. Calcul du réseau I. : Utilisation du logiciel

Les données à entrer dans l'ordinateur sont :

- pour les tuyaux = Longueur, diamètre, rugosité, les noeuds ;
- pour les noeuds = les débits, les charges, les coordonnées x et y.

Ceci étant fait, on procède à l'exécution ; les pages qui suivent représentent le listing des résultats. On y lit les débits dans les conduites, les coefficients de perte de charges, les débits et les charges aux noeuds.

Etat



CALCUL DU PREMIER RESEAU

Units utilises

I	Type d'objet	Unit	I
I	La longueur du tuyau	M	I
I	Le diametre du tuyau	M	I
I	La charge au noeud	M	I
I	La hauteur du noeud	M	I
I	La pression au noeud	Pascals	I
I	Le dbit au noeud	m ³ /Sec	I
I	La puissance de la pompe	WATTS	I
I	La puissance de la turbine	(-) WATTS	I

Options actives

Rau = 1000.00
 Nu = 1.0E-006
 Diam.commercial: inactif
 Ferte locale: inactive
 Convergence = 0.000%

iments

Pression[5] = 220343.03

Element No 1

Longueur = 366.000
 Diam tre = 0.222
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0176479
 Reynolds = 109866
 Dbit = 0.0192
 Ecoulement = 1 ==> 2
 Charge [1] = 23.00
 Charge [2] = 22.64
 Pression[1] = 225507.54
 Pression[2] = 221944.54

Element No 5

Longueur = 370.000
 Diam tre = 0.212
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0169725
 Reynolds = 132898
 Dbit = 0.0221
 Ecoulement = 5 ==> 4
 Charge [5] = 22.48
 Charge [4] = 21.89
 Pression[5] = 220338.59
 Pression[4] = 214518.29

Element No 2

Longueur = 680.000
 Diam tre = 0.103
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0248926
 Reynolds = 23557
 Dbit = 0.0019
 Ecoulement = 2 ==> 3
 Charge [2] = 22.64
 Charge [3] = 22.20
 Pression[2] = 222040.84
 Pression[3] = 217744.62

Element No 6

Longueur = 167.000
 Diam tre = 0.045
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0252442
 Reynolds = 22192
 Dbit = 0.0009
 Ecoulement = 5 ==> 6
 Charge [5] = 22.48
 Charge [6] = 21.36
 Pression[5] = 220416.14
 Pression[6] = 209395.79

Element No 3

Longueur = 606.000
 Diam tre = 0.098
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0262562
 Reynolds = 18898
 Dbit = 0.0014
 Ecoulement = 3 ==> 4
 Charge [3] = 22.20
 Charge [4] = 21.89
 Pression[3] = 217752.03
 Pression[4] = 214596.03

Element No 7

Longueur = 600.000
 Diam tre = 0.031
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0291756
 Reynolds = 12448
 Dbit = 0.0003
 Ecoulement = 6 ==> 7
 Charge [6] = 21.36
 Charge [7] = 16.81
 Pression[6] = 209435.15
 Pression[7] = 164782.91

Element No 4

Longueur = 340.000
 Diam tre = 0.217
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0169315
 Reynolds = 134489
 Dbit = 0.0229
 Ecoulement = 1 ==> 5
 Charge [1] = 23.00
 Charge [5] = 22.48
 Pression[1] = 225437.95

Element No 8

Longueur = 216.000
 Diam tre = 0.044
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0245611
 Reynolds = 24866
 Dbit = 0.0009
 Ecoulement = 7 ==> 8
 Charge [7] = 16.81
 Charge [8] = 14.87
 Pression[7] = 164704.24
 Pression[8] = 145709.66

Element No 9

Longueur = 492.000
 Diam =
 tre = 0.031
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0269500
 Reynolds = 17013
 Dbit = 0.0004
 Ecoulement = 8 ==> 9
 Charge [8] = 14.87
 Charge [9] = 8.30
 Pression[8] = 145717.32
 Pression[9] = 81307.39

Element No 10

Longueur = 702.000
 Diam =
 tre = 0.031
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0267266
 Reynolds = 17591
 Dbit = 0.0004
 Ecoulement = 10 ==> 9
 Charge [10] = 17.86
 Charge [9] = 8.30
 Pression[10] = 175062.92
 Pression[9] = 81301.05

Element No 11

Longueur = 108.000
 Diam =
 tre = 0.049
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0233843
 Reynolds = 30570
 Dbit = 0.0012
 Ecoulement = 10 ==> 11
 Charge [10] = 17.86
 Charge [11] = 16.81
 Pression[10] = 175020.94
 Pression[11] = 164663.59

Element No 12

Longueur = 133.000
 Diam =
 tre = 3.140
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.2827512
 Reynolds = 226
 Dbit = 0.0006
 Ecoulement = 11 ==> 7
 Charge [11] = 16.81
 Charge [7] = 16.81
 Pression[11] = 164862.50
 Pression[7] = 164862.50

Element No 13

Longueur = 354.000
 Diam =
 tre = 0.067
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0219305
 Reynolds = 40380
 Dbit = 0.0021
 Ecoulement = 12 ==> 10
 Charge [12] = 20.00
 Charge [10] = 17.86
 Pression[12] = 195989.20
 Pression[10] = 175038.76

Element No 14

Longueur = 373.000
 Diam =
 tre = 0.076
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0214002
 Reynolds = 44984
 Dbit = 0.0027
 Ecoulement = 4 ==> 12
 Charge [4] = 21.89
 Charge [12] = 20.00
 Pression[4] = 214538.68
 Pression[12] = 195994.18

Element No 15

Longueur = 308.000
 Diam =
 tre = 0.219
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0172203
 Reynolds = 123781
 Dbit = 0.0213
 Ecoulement = 4 ==> 13
 Charge [4] = 21.89
 Charge [13] = 21.49
 Pression[4] = 214555.04
 Pression[13] = 210686.59

Element No 16

Longueur = 540.000
 Diam =
 tre = 1.620
 Rugosit = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0304595
 Reynolds = 10553
 Dbit = 0.0134
 Ecoulement = 13 ==> 14
 Charge [13] = 21.49
 Charge [14] = 21.49
 Pression[13] = 210846.30
 Pression[14] = 210846.05

Element No 17

Longueur = 546.000

Diam tre = 0.157
 Rugosité = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0178827
 Reynolds = 103087
 Dbit = 0.0127
 Ecoulement = 14 ==> 15
 Charge [14] = 21.49
 Charge [15] = 20.13
 Pression[14] = 210630.51
 Pression[15] = 197224.44

Element No 18

Longueur = 350.000
 Diam tre = 0.151
 Rugosité = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0179948
 Reynolds = 100041
 Dbit = 0.0119
 Ecoulement = 15 ==> 16
 Charge [15] = 20.13
 Charge [16] = 19.19
 Pression[15] = 197220.54
 Pression[16] = 188066.61

Element No 19

Longueur = 544.000
 Diam tre = 0.137
 Rugosité = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0202956
 Reynolds = 57065
 Dbit = 0.0061
 Ecoulement = 17 ==> 16
 Charge [17] = 19.91
 Charge [16] = 19.19
 Pression[17] = 195190.59
 Pression[16] = 189199.33

Element No 20

Longueur = 1092.000
 Diam tre = 0.147
 Rugosité = 0.0000000
 Coef.de frottement= 0.0195268
 Reynolds = 68107
 Dbit = 0.0079
 Ecoulement = 13 ==> 17
 Charge [13] = 21.49
 Charge [17] = 19.91
 Pression[13] = 210738.99
 Pression[17] = 195169.96

Machines

Noeud

Noeud No = 63 1
 Hauteur du noeud = 0.000E+000
 Code = 0
 Dbit externe = 0.0421
 Charge lment[1]= 23.00
 Charge lment[4]= 23.00

Noeud No = 2
 Hauteur du noeud = 0.000E+000

Code = 0
 Dbit externe = -0.0172
 Charge lment[1]= 22.64
 Charge lment[2]= 22.64

Noeud No = 3
 Hauteur du noeud = 0.000E+000

Code = 0
 Dbit externe = -0.0005
 Charge lment[2]= 22.20
 Charge lment[3]= 22.20

Noeud No = 4
 Hauteur du noeud = 0.000E+000

Code = 0
 Dbit externe = 0.0004
 Charge lment[3]= 21.89
 Charge lment[5]= 21.89
 Charge lment[14]= 21.89
 Charge lment[15]= 21.89

Noeud No = 5
 Hauteur du noeud = 0.000E+000

Code = 0
 Dbit externe = 0.0000
 Charge lment[4]= 22.48
 Charge lment[5]= 22.48
 Charge lment[6]= 22.48

Noeud No = 6
 Hauteur du noeud = 0.000E+000

Code = 0
 Dbit externe = -0.0005
 Charge lment[6]= 21.36
 Charge lment[7]= 21.36

Noeud No = 7
 Hauteur du noeud = 0.000E+000

Code = 0
 Dbit externe = -0.0000
 Charge lment[7]= 16.81
 Charge lment[8]= 16.81
 Charge lment[12]= 16.81

Noeud No = 8
Hauteur du noeud = 0.000E+000
Code = 0
Dbit externe = -0.0004
Charge lment[8]= 14.87
Charge lment[9]= 14.87

Noeud No = 9
Hauteur du noeud = 0.000E+000
Code = 0
Dbit externe = -0.0003
Charge lment[9]= 8.30
Charge lment[10]= 8.30

Noeud No = 10
Hauteur du noeud = 0.000E+000
Code = 0
Dbit externe = -0.0005
Charge lment[10]= 17.06
Charge lment[11]= 17.06
Charge lment[13]= 17.06

Noeud No = 11
Hauteur du noeud = 0.000E+000
Code = 0
Dbit externe = -0.0006
Charge lment[11]= 16.81
Charge lment[12]= 16.81

Noeud No = 12
Hauteur du noeud = 0.000E+000
Code = 0
Dbit externe = -0.0005
Charge lment[13]= 20.00
Charge lment[14]= 20.00

Noeud No = 13
Hauteur du noeud = 0.000E+000
Code = 0
Dbit externe = 0.0000
Charge lment[15]= 21.49
Charge lment[16]= 21.49
Charge lment[20]= 21.49

Noeud No = 14
Hauteur du noeud = 0.000E+000
Code = 0
Dbit externe = -0.0007
Charge lment[16]= 21.49
Charge lment[17]= 21.49

I.2.6. - Détermination des paramètres définitifs : Réseau I.

Des résultats issus de l'analyse, deux remarques s'imposent. Il s'agit de :

1°/ - La charge imposée au noeud 1 est inadéquate car le noeud 16 n'est pas le plus éloigné hydrauliquement. Il s'agit plutôt du noeud 9 . Si nous ajoutons 6 mètres le problème sera résolu. Le noeud 16 aura donc une charge de 25 m, ce qui est bon car c'est de ce côté que s'étendra la ville. Une nouvelle analyse du réseau est donnée en annexe.

Le réservoir aura donc une altitude du sol égale à 28 mètres

2°/ - Les débits définitifs sont différents des débits estimés, il nous faut donc rectifier les diamètres en conséquence.

Nous donnons, tableau ci-dessous, les nouveaux diamètres. Précisons que c'est la même formule, celle de Bresse que nous avons utilisée, seulement cette fois-ci, nous avons pris soin de prendre le diamètre normalisé directement inférieur à la valeur trouvée. Ceci pour ne pas descendre en dessous de la valeur minimale conseillée pour la vitesse dans les canalisations (0,5 m/s). L'utilisation de la formule de Bresse donne lieu à des vitesses d'écoulement de 0,6 m/s.

Conduites	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Diamètres (mm)	200	63	63	225	200	400	32	50	32	32

Conduites	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Diamètres (mm)	63	63	75	75	225	160	160	160	125	140

N.B. : Nous avons aussi, autant que faire se peut, essayé d'obtenir de grandes longueurs de tuyaux d'un même diamètre car l'économie qui en résulte dans l'achat des tuyaux et des ouvrages accessoires est supérieure à

I.2.7. - Calcul du réseau N°2 : Utilisation de la méthode de Hardy-Cross.

Comme nous l'avons précédemment exposée, cette méthode, dite d'égalisation des charges, permet par ajustements successifs d'obtenir le débit exact qui circule dans chaque tuyau dans un réseau maillé et le sens de la circulation .

La formule de correction est :

$$DQ = \frac{KQ_e^n}{n (KQ_e^n | Q_e)} \quad \text{avec } K = \left(\frac{3,59}{CH_w} \right)^{1,852} \frac{L}{D^{4,85}}$$

Ou CH_w est le coefficient de Hazen-Willians et est égal à 140 dans notre cas (PVC).

Les tableaux qui suivent résument la démarche.

Notons que l'alimentation se faisant au noeud 1 , le problème revient à traiter deux réseaux.

1ère ITERATION

Maille	Liens	Kij	Qij	$K_{ij} Q_{ij} ^{n-1} Q_{ij}$	$K_{ij} Q_{ij} ^{n-1}$	$D = -\sum 1/n \sum 2$	$Q'_{ij} = Q_{ij} + D$
I	3 - 2	38592	-0,006400	3,338432	521,63001	-0,0000968	-0,0064968
	2 - 1	21162	-0,005684	- 1,469522	258,53656		-0,0057808
	1 - 4	35711	0,004667	1,721314	368,8266		0,0045702
	4 - 3	39273	0,00639	3,387518	530,1281		0,0062932
				=0,3000878	= 1679,1214		

2ème ITERATION

I	3 - 2	38592	-0,0064968	- 3,432549	528,3446	-0,000100069	- 0,0064969
	2 - 1	21162	- 0,0057808	- 1,516207	262,2832		- 0,0057809
	1 - 4	35711	0,0045702	1,655778	362,2987		0,00457013
	4 - 3	39273	0,0062932	3,293094	523,2782		0,00629313
				$\sum 1 = 0,000116$	$\sum 2 = 1676,2047$		

1ère ITERATION

Maille	Liens	K _{ij}	Q _{ij}	$K_{ij} Q_{ij} ^{1-1} Q_{ij}$	$K_{ij} Q_{ij} ^{n-1}$	$D = \sum 1/n \sum 2$	$Q_{ij} = Q_{ij} + D$
II.	5 - 6	14575	0,007457	1,673391	224,40540	0,00145894	0,00529806
	6 - 7	10851	0,007000	1,108132	158,30457		0,00529806
	7 - 5	+ 6114	- 0,0108282	- 1,398236	129,24850		- 0,01227714
				$\sum_1 = 1,383287$	$\sum_2 = 511,95846$		
III.	5 - 7	6114	0,01227714	1,7673944	143,95815	-0,0001555844	0,012121295
	7 - 11	9636238	0,0005682	0,4025098	16547,88772		0,000412355
	11 - 9	2109555	- 0,00056834	- 2,05905843	3623,18922		0,000724144
	9 - 10	587284	- 0,0011753	- 2,20172781	1873,33260		- 0,001331144
	10 - 8	118158	- 0,0023528	- 1,601911701	680,853324		- 0,002508644
	8 - 5	82697	- 0,0029028	- 1,65434869	569,914803		- 0,003058644
				$\sum_1 = 3,692857569$	$\sum_2 = 23439,13582$		
IV.	10 - 9	587284	0,001331144	2,772764222	2082,993442	0,000016192	0,001347336
	9 - 11	2109555	0,0005683	2,059058434	3623,189221		0,000584492
	11 - 12	4002403	0,0006485	4,988593298	7692,510868		0,000664692
	12 - 10	8599050	- 0,0006485	- 10,71785205	16527,14271		- 0,000632307
				$\sum_1 = -0,897436096$	$\sum_2 = 29925,83625$		

Maille	Liens	K _{ij}	Q _{ij}	$K_{ij} Q_{ij} ^{1-1}$	$K_{ij} Q_{ij} ^{n-1}$	$D = \sum 1 n \sum 2$	$Q_{ij} = Q_{ij} + D$
II	5 - 6	14575	0,00599806	1,118110114	186,41196	- 0,000241713	0,00575635
	6 - 7	10851	0,00554106	0,718792814	129,721175		0,00529935
	7 - 5	6114	- 0,012121295	- 1,72606927	142,399741		- 0,01236301
				0,110833658	458,532876		
III	5 - 7	6114	0,01236301	1,79035639	144,815574	0,0000470	0,01241011
	7 - 11	9636238	0,000412355	5,19266016	12592,69359		0,000459455
	11 - 9	2109555	- 0,000584492	- 2,16902604	3710,95932		- 0,000537392
	9 - 10	587284	- 0,001347336	- 2,835551647	1130,31249		- 0,001300236
	10 - 8	118158	- 0,002508644	- 1,803948872	719,093212		- 0,002461544
	8 - 5	82697	- 0,003058644	- 1,822591484	595,8821898		- 0,003011544
				-1,648101493	18893,75637		
IV	10 - 9	587284	0,00120106	2,504967411	1987,902137	+ 0,000016481	0,001276587
	9 - 11	2109555	0,000497262	1,607928663	3233,654324		0,000513742
	11 - 12	4002403	0,000664692	5,221723747	7855,854662		0,000681173
	12 - 10	8599050	- 0,000632307	- 10,22749114	16174,88204		0,000615826
				- 0,892871319	29252,20316		

3ème ITERATION

Maille	Liens	Kij	Qij	$K_{ij} Q_{ij} ^{n-1}Q_{ij}$	$K_{ij} Q_{ij} ^{n-1}$	$D = \sum 1/n \sum 2$	$Q_{ij} = Q_{ij} + D$
II.	5 - 6	14575	0,00575635	1,036028782	179,9923184	0,00012607	0,00588242
	6 - 7	10851	0,00529935	0,661804972	124,8841788		- 0,00542542
	7 - 5	6114	- 0,01241011	- 1,803009038	145,2855001		- 0,012284039
				- 0,105105284	450,1619273		
III.	5 - 7	6114	0,012284039	1,769234146	144,0270701	- 0,000002333	0,052281705
	7 - 11	9636238	0,000459455	6,344268003	13808,24673		0,000457121
	11 - 9	2109555	- 0,000537392	- 1,856479465	3454,609419		- 0,00053705
	9 - 10	587284	- 0,001300236	- 2,654711053	2041,714776		- 0,001302569
	10 - 8	118158	- 0,002461544	- 1,741725108	707,5742332		- 0,002463877
	8 - 5	82697	- 0,003011544	- 1,770254394	588,0552947		- 0,003013877
				0,062632129	20744,22753		
IV.	10 - 9	587284	0,001302569	2,30080837	1766,36199	0,000657401	0,00135997
	9 - 11	2109555	0,000539725	1,871433448	3467,383294		0,000597126
	11 - 12	4002403	0,000681173	2,879941091	4227,914335		0,000738574
	12 - 10	8599050	- 0,000615826	- 9,739277237	15814,98221		- 0,000558424
				- 2,687094328	25276,64183		

I.2.8. - Détermination des paramètres définitifs

* Comme nous l'avons dit précédemment, le noeud 12 est le noeud le plus éloigné.

Pour déterminer la côte du radier, évaluons les pertes de charge entre 5 et 12 :

$$\begin{aligned}h_T &= h_j - 6 + h_{6-7} + h_{7-11} + h_{11-12} \\ &= 1,0361 + 0,0618 + 6,344 + 2,8729 \\ &= 10,922 \text{ m}\end{aligned}$$

En tenant compte de la pression résiduelle minimale (14 m), on a Prs = 24,922 m

Disons Prs = 25 m.

La côte du radier sera alors = 185,00 + 25 = 210 m soit une altitude du sol égale à : 210 - 185,80 = 24,2 mètres.

* Les diamètres définitifs des conduites sont :

Conduites	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Diamètres (mm)	110	110	110	110	225	225	110	110	90

II. - Choix des pompes

Le niveau statique de l'eau dans le forage étant de 27,50 m, on a les hauteurs manométriques suivantes.

Pour le réseau I. : $H_m = H_n + H_p$ avec H_m = hauteur manométrique d'élevation totale.

$$H_n = 27,50 + (218,28 - 186,88) + 5^* = 64,90 \text{ mètres}$$

$$H_p = 0,08263 f \frac{L}{D^5} Q^2$$

$$f = 0,0175$$

$$L = 320 + 21 = 341 \text{ m}$$

$$D = 0,125$$

$$Q = 0,0118 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\Rightarrow H_p = 0,08263 \times 0,0175 \times \frac{341}{(0,125)^5} \times (0,0118)^2$$

$$H_p = 2,250 \text{ m}$$

$$\text{d'où } H_m = 64,90 + 2,25 + 67,15 \text{ mètres}$$

Le point de fonctionnement de la pompe (H_m, Q) sera :

$$(67,15 \text{ m}; 42,5 \text{ m}^3/\text{h})$$

Pour le réseau II. :

$$H_n = 27,50 + (210 - 186,88) + 5 = 55,62 \text{ mètres.}$$

$$F = 0,015$$

$$L = 768 + 24,2 = 792,2 \text{ m}$$

$$D = 0,125$$

$$Q = 0,0118 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\Rightarrow H_p = 0,08263 \times 0,0175 \times \frac{792,2}{(0,125)^5} \times (0,0118)^2$$

$$H_p = 5,23 \text{ mètres}$$

$$\text{d'où } H_m = 55,62 + 5,23 = 60,85 \text{ mètres}$$

$$\text{Point de fonctionnement } (H_m, Q) = (60,85 \text{ m}, 42,5 \text{ m}^3/\text{h})$$

III. - Les réservoirs

III.1. - Détermination préliminaire des dimensions de la Cuve.

Fonlladosa⁽³⁾ a donné les formules ci-dessous permettant de dimensionner à priori un réservoir circulaire de volume donné V en m³.

- diamètre intérieur de la cuve : $d = 1,405 \sqrt[3]{V}$
- hauteur d'eau utile : $h = 0,460 d$
- flèche de la coupole : $f = 0,104 d$
- épaisseur maximale de la paroi à la base : $e_{\max} = 0,207 d^2$
(e_{\max} . en cm basée sur σ_{\max} . en traction de 10 bars).

En adoptant ces formules pour le prédimensionnement on a :

$$\begin{aligned} d &= 1,405 \sqrt[3]{450} &= 10,77 \text{ m} \\ h &= 0,460 \times 10,77 &= 4,95 \text{ m} \\ V = 450 \text{ m}^3 & \Rightarrow f = 0,104 \times 10,77 &= 1,12 \text{ m} \\ e_{\max} &= 0,207 \times 10,77^2 &= 24 \text{ cm} \end{aligned}$$

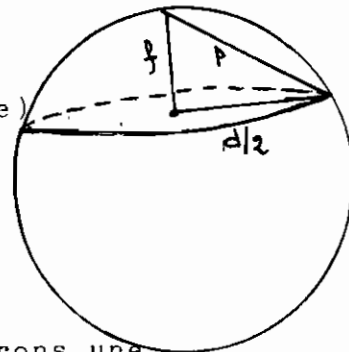
III.2. - Coupole supérieure : Sphérique

On a diamètre de base = $d = 10,77 \text{ m}$
flèche de la coupole = $f = 1,12 \text{ m}$
épaisseur = 7 cm .

Surface = $S = \pi p^2$ (voir figure ci contre)
or $p^2 = f^2 + d^2/4 \Rightarrow S = \pi (f^2 + d^2/4)$

$$S = \pi (1,12^2 + 10,77^2/4) = 95,04 \text{ m}^2$$

Pour le calcul des armatures, nous considérons une surcharge de 1 KN.m^{-2} (surcharge minimale). En effet, on ne prévoit que le cas où des réparations auraient nécessité la présence de personnes au-dessus.



Charge par m²

$$\text{Poids propre} = 2500 \times 0,07 = 175 \text{ daN}$$

$$\text{Isolation thermique} = \underline{\underline{30 \text{ daN}}}$$

$$W'f = 205 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Surcharge} = 100 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Charge pondérée totale } Q = 1,25 \times 205 + 1,5 \times 100 = 406,25 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Poids de la coupole} = Q_t = Q \times S = 406,25 \times 95,04 = 38618 \text{ daN}$$

Section d'armature (armature méridienne) au cisaillement

$$A = \frac{Q}{0,85s} = \frac{38610}{0,8 \times 1300^*} = 37,125 \text{ cm}^2 \text{ soit } 38 \text{ barres N}^\circ 10$$

$$= 38 \text{ cm}^2$$

Compression à la base de la coupole

$$N = \frac{Q \left(\frac{d^2}{4} + f^2 \right)^2}{4 \times \frac{d^2}{4} \times f} = \frac{406,25 \left(\frac{10,77^2}{4} + 1,12^2 \right)^2}{4 \times \frac{10,77^2}{4} \times 1,12} = 2837 \text{ daN}$$

$$\text{Contrainte du béton } \sigma_b = \frac{N}{A} = \frac{2837}{100 \times 7} = 4,05 \text{ bar.}$$

On pourrait théoriquement réduire l'épaisseur du béton mais, dans la pratique toute réduction conduira à un enrobage inadéquat des aciers.

III.3. - Paroi cylindrique

Hauteur d'eau = 4,95 m, diamètre intérieur = 10,77 m ;
épaisseur prenons 12 cm.

* Contrainte admissible des aciers doux, fondation et tour.

$$\text{Poussée de l'eau par mètre de hauteur} = Q = \int gH \cdot \frac{H}{2} =$$

$$1000 \frac{H^2}{2} = 500 H^2$$

$$\text{Traction pondérée dans la paroi} = T = 1,2 \frac{QD}{2} = 300 H^2 D$$

$$\text{Section d'acier nécessaire} = A = 300 H^2 D / \sigma_a$$

$$\text{Dans notre cas } A = \frac{300 \times 4,95^2 \times 10,77}{1000^*} = 79,17 \text{ cm}^2$$

soit 80 barres N° 10 = 80 cm².

On répartira cette section de la façon suivante :

On trace la parabole $A = 300 H^2 D / \sigma_a$ en portant H en ordonnées et A en abscisse et on détermine la position des différentes cerces en donnant leur section et en partant de la base de la paroi.

III.4. - Radier de la cuve

$$\begin{aligned} \text{Epaisseur} = 12 \text{ cm} \quad \text{Surface } S &= \frac{\pi d^2}{4} = 3,14 \times \frac{10,77^2}{4} \\ &= 91,10 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Dans ce qui suit, nous considérons le réservoir plein.

Charge par m²

$$\text{Poids propre du radier} = 2500 \times 0,12 \times 91,10 \times 1,25 = 34162,5$$

Eau contenue dans le cylindre =

$$= \frac{\pi \cdot 10,77^2}{4} \times 100 \times 4,95 \times 1,25 = 563685$$

$$\text{Coupole supérieur} = \underline{\underline{38610}}$$

$$T = 636457,5 \text{ daN}$$

* Contrainte admissible des aciers cuve (étanchéité).

Section d'acier (armatures méridiennes)

$$A' = \frac{636457,5}{-\frac{4}{5} \times 1200} = 662,98 \text{ cm}^2$$

Soit $134 \# 25 = 670 \text{ cm}^2$

III.5. - Poteaux supports

Comme nous l'avons annoncé précédemment, la cuve est supportée par quatre (4) poteaux. Ces poteaux sont soumis à la flexion composée car en plus de l'effort normal, ils auront à résister aux effets du vent.

Assimilons pour cette partie, la cuve cylindrique à une cuve de section carrée de côté D. Ainsi lorsque le vent souffle, l'effort total du vent sur la surface Dh sera =

$$V = pDh$$

ou p = effort du vent par mètre - carré. On a :

$$P = C_f C_g C_e q \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} q = \text{pression dynamique} \\ C_f = \text{Coefficient de trainée} \\ C_e = \text{Coefficient d'exposition} \\ C_g = \text{Coefficient de rafale.} \end{array}$$

$$\text{On a } C_e = \left(\frac{h}{10}\right)^{0,28} = \left(\frac{23,5}{10}\right)^{0,28} = 1,27$$

$$C_g = 2 \quad (\text{éléments structuraux})$$

$$H/D = \frac{25,95}{10,77} = 2,41 \text{ et on a du béton } == 0,5 < C_f < 0,6$$

Prenons $C_f = 0,6$ ce qui va dans le sens de la sécurité. Pour la valeur de q, à défaut d'étude sur la localité, nous allons nous contenter d'une valeur émanant d'une station météorologique dans la région de Niamey : $q = 0,37 \text{ KN.m}^{-2}$

$$\text{Ainsi } p = 0,6 \times 2 \times 1,27 \times 0,37 = 0,564 \text{ KN.m}^{-2}$$

$$\text{D'où } V = 0,564 \times 10,77 \times 4,95 = 30,06 \text{ KN}$$

Chacun des deux poteaux exposés au vent équilibrera $V/2$.
Si on admet que les semelles sont articulées sur le sol,
le moment en tête intéressant chaque poteau est :

$$M. \frac{1}{2} \frac{V}{2} H = \frac{VH}{4} = 30,06 \times \frac{23,5}{4} = 176,6 \text{ KN.m.}$$

Cependant, le chateau d'eau ayant une grande hauteur, le moment ainsi obtenu est très grand. C'est pourquoi, on le divise par deux (2) en réunissant les poteaux pour quatre (4) longrines de pieds pouvant résister au moment $M/2 = 88,30 \text{ KN.m.}$

L'effort axial additionnel dans le poteau est :

$$N' = \frac{VH}{2a} = \frac{30,06 \times 23,5}{2 \times 10,77} = 32,79 \text{ KN.}$$

Pour la stabilité de l'ensemble, il suffit de vérifier si $N' < N$, N étant la force de compression du poteau due au poids propre du réservoir vide.

Paroi cylindrique	=	502,45 KN
Coupole supérieure	=	386,10 KN
Radier	=	<u>341,62 KN</u>

$$T = 1230,17 \text{ KN}$$

$$\text{Comme on a quatre (4) poteaux } N = \frac{1230,17}{4} =$$

$$307,54 > N' \Rightarrow \text{OK!}$$

Par ailleurs, les poteaux doivent être calculés comme étant soumis à l'effort normal N'' (réservoir plein) et au moment fléchissant ci-dessus.

Pour la détermination de N'' , il suffit d'ajouter à N le poids de l'eau.

$$N'' = 307,54 + \frac{5636,85}{4} = 1716,275 \text{ KN.}$$

. Dimensions des poteaux.

$$\begin{aligned} Pr(\max) &= N'' = 1,72 \text{ MN} \\ &= 1 \% \end{aligned} \quad \left\| \Rightarrow \text{Poteau } 350 \times 350 \right.$$

. Armatures verticales = $h = 350$ mm barres $\neq 30 \Rightarrow \gamma = 0,62$

$$\begin{aligned} \text{On a } \frac{Pr(\max)}{Ag} &= \frac{1716,275 \cdot 10^3}{350^2} = 14,01 \\ \frac{Mr/2}{Agh} &= \frac{88,30}{2 \times 350^3} = 2,06 \end{aligned} \quad \left\| \Rightarrow \right.$$

$$\begin{aligned} \xi' &= 0,017 & \gamma &= 0,6 \\ \xi_1 &= ? & \gamma &= 0,62 \\ \xi'' &= 0,012 & \gamma &= 0,65 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \xi = 0,017 + (0,012 - 0,017) \frac{0,62 - 0,60}{0,65 - 0,60} = 0,015$$

$$\text{d'où } \xi = 1,5 \% \Rightarrow A_s = 1,5 \% \times 35,0^2 = 18,375 \text{ cm}^2$$

$$\text{Prenons 4 barres } \neq 25 \Rightarrow A_s = 20 \text{ cm}^2$$

. Armatures transversales : on choisira des cadres avec des barres $\neq 10$.

Soit S l'espacement

$$S = \min \left\{ \begin{aligned} &\rightarrow 16 \text{ db} = 16 \times 20 = 320 \text{ mm} \\ &48 \text{ db} = 48 \times 11,3 = 542,4 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

$$\min(b, h) = 350 \text{ mm.}$$

$$\text{d'où } S = 320 \text{ mm.}$$

III.6. - Semelles

Nous préconisons des semelles carrées.

Capacité portante du sol (pression admissible) = $q_s = 200$ KPa

. Calcul des dimensions

.. Epaisseur nécessaire pour ancrer les goujons du poteau.

Armature du poteau barres $\neq 25 \Rightarrow$ longueur d'ancrage
= 445 mm.

Compte tenu de l'enrobage de béton de 75 mm exigé entre l'armature et le sol, la semelle doit avoir une épaisseur d'au moins $445 + 75 = 520$ mm.

Prenons $h = 550$ mm.

Supposons que la semelle soit armée de deux couches de barres $\neq 25$:

$$h = 550 \text{ mm} \Rightarrow d = 550 - 75 - 25,2 - \frac{25,2}{2} = 435 \text{ mm.}$$

.. Capacité portante pondérée du sol.

$$Q_f s = \alpha_s q_s \quad \text{avec} \quad \alpha_s = \frac{P_f}{P_D + P_L} \approx 1,35$$

$$Q_f s = 1,35 (200) = 270 \text{ KPa}$$

.. Charge propre de la semelle.

$$h = 550 \Rightarrow q''_{fD} = (1,25) (2,40 \text{ t:m}^3) (9,81 \text{ m/s}^2) (0,550 \text{ m}) = 16,17 \text{ KPa}$$

.. Capacité portante nette

$$Q_{fs} = \alpha s_{qs} - q''_{fD} = 270 - 16,17 = 253,83 \text{ KPa.}$$

.. Aire nécessaire :

Pour le réseau 1 : $A_S = \frac{P_f}{Q_{fs}}$ avec $P_f = N'' + \text{poids poteaux.}$

$$A_S = \frac{1726,275 + 0,350^2 + 28 \times 2,400 \times 9,81 \times 10^{-3}}{253,83}$$

$$A_S = \frac{1807,03 \text{ KN}}{253,83 \text{ KN/m}^2}$$

$$A_S = 7,119 \text{ m}^2 \Rightarrow b_s \text{ (largeur)} = 2,668 \text{ m.}$$

Prenons $b = 2,67 \text{ m}$

d'où une semelle $2670 \times 2670 \times 550 \text{ mm}$

** Saillie $a = \frac{b_s - C}{2} = \frac{2670 - 350}{2} = 1160 \text{ mm}$

** Pression pondérée du sol (révisée)

$$Q_{fs} = \frac{P_f}{A_S} = \frac{1807,03 \text{ KN}}{(2,67)^2} = 253 \text{ KPa}$$

.. Armature

$$M_f = \frac{Q_{fs} b s a^2}{2} = \frac{(253)(2,67)(1,160)^2}{2} = 454,48 \text{ KN.m}$$

$$K_r = \frac{M_f}{b s d^2} = \frac{454,48 \cdot 10^6}{(2640)(437)^2} = 0,901 \text{ MPa} < K_r \text{ (min).}$$

Utilisons donc l'armature minimale $\rho = 0,35 \%$

$$\text{D'où } A_S = 0,0035(2670)(437) = 4083,77 \text{ mm}^2$$

$$A_S = 40,84 \text{ cm}^2$$

Si nous prenons 6 barres $\neq 30 \implies A_S = 42 \text{ cm}^2$

CONCLUSION : Semelle = 2670 mm X 2670 mm X 550 mm

Armature = 6 barres $\neq 30$ dans chaque sens.

Nous supposerons les mêmes semelles pour le château du réseau 2.

IV. - Traitement

Comme nous l'avons dit les traitements auxquels sera soumise l'eau sont la stabilisation et désinfection. Dans ce qui suit, il s'agit de déterminer la quantité de produit nécessaire à la stabilisation.

La stabilisation

Nous allons utiliser les modèles graphiques plus précisément les diagrammes de Lawrence-Caldwell⁽¹⁰⁾ donnés en annexe.

Les résultats des essais nécessaires pour la détermination de la quantité de chaux sont :

$$\left[\text{Ca}^{2+} \right] = 88 \text{ mg/l} \quad \left[\text{SO}_4^{2-} \right] = 30,5 \text{ mg/l}$$

$$\left[\text{Mg}^{2+} \right] = 80 \text{ mg/l}$$

$$\left[\text{alc} \right] = 148 \text{ mg/l (CaCO}_3) \quad \text{pH} = 7,5$$

$$\text{Matière totale dissoute} = 920 \text{ mg/l.}$$

- Transformation des équations en mg/l de CaCO₃

$$\text{On a } C_{\text{ca}} \text{ CO}_3 = \frac{C_i \times 50}{\text{ME}} \text{ ou } \left\{ \begin{array}{l} C_i = \text{Concentration de l'ion en mg/l} \\ \text{ME} = \text{Masse équivalente} \end{array} \right.$$

Le tableau suivant donne les résultats.

Eléments	Concentrations	
	mg/l	mg/l de CaCO ₃
Ca ²⁺	88,0	220,0
Mg ²⁺	80,0	333,3
SO ₄ ²⁻	30,5	31,8
alc	-	148,0

Exemple : Pour Ca₂ on a $C_{caco_3} = \frac{88,0 \times 50}{40/2}$

- Choix du diagramme de Lawrence-Caldwell (L-C)

Dans ce cas, on utilise le diagramme correspondant à une température 25° et MTD = 1200 mg/l. (Fig. 21 annexe).

- Représentation de l'eau dans le diagramme de L-C

$$\text{Point A} = \text{pH} - \left[\overline{\text{alc}} \right]$$

$$\text{Point B} = \text{Ph} - \left[\overline{\text{Ca}^{2+}} \right]$$

$$\text{Point C} = \left[\overline{\text{alc}} \right] - \left[\overline{\text{ca}^{2+}} \right]$$

Puisque les trois points délimitent une zone du plan, l'eau n'a pas atteint l'équilibre calco-carbonique. Vérifions si besoin en est, si notre eau est agressive.

$$\begin{aligned}
\left[\text{Ca}^{2+} \right] \text{ Déterminée} &= \left[\text{alc} \right] - C_2 \text{ abscisse de la courbe} \\
&= 148 + 83 \\
&= 231 \text{ mg/l} > \left[\text{Ca}^{2+} \right] \text{ Mesurée}
\end{aligned}$$

Donc notre eau est bien agressive.

- Détermination de la quantité de chaux pour stabilisation

A partir de l'intersection des courbes d'alcalinité constante et de pH constant (point A) on a :
acidité = 175 mg/l

En abaissant une verticale à partir de l'intersection des courbes d'alcalinité constante et de concentration d'ion calcium constante (point e) on a =

$$C_2 = \left[\text{alc} \right] - \left[\text{ca}^{2+} \right] = - 60$$

Lorsqu'une eau dissout ou fait précipiter le CaCO_3 pour atteindre les conditions d'équilibre Calco-carbonique, l'acidité et la différence entre l'alcalinité et la concentration d'ions calcium demeurent constantes. Les coordonnées de l'intersection des droites d'acidité constante et de

$\left(\left[\text{alc} \right] - \left[\text{Ca}^{2+} \right] \right)$ constante correspondent aux conditions

de stabilité de l'eau. Ainsi on a :

$$\begin{aligned}
\text{Alcalinité} &= 160 \\
\text{d'où } \text{Ca}^{2+} &= 62 + 160 = 222 \text{ mg/l}
\end{aligned}$$

$$\text{pHs} = 7,54$$

Ainsi, la quantité de CaCO_3 nécessaire pour que l'équilibre soit atteinte est :

$$223 - 220 = 2 \text{ mg/l } (\text{CaCO}_3)$$

La désinfection

Compte tenu du goût et de la saveur de notre eau, nous avons préconisé au chapitre 1, son traitement. Ce traitement nous l'avons dit est la désinfection par le chlore. La quantité de chlore nécessaire doit être déterminé par essai.

Cependant, vu les conditions de prélèvement, de stockage et le temps de conservation de notre échantillon, les résultats ne pourront pas être fiables. D'ailleurs, ne conseille t-on pas l'évaluation de la demande en chlore moins de 24 heures après le prélèvement. C'est pourquoi, nous nous passerons de cet essai mais, conseillons fortement sa réalisation sur le terrain car c'est une nécessité pour rendre l'eau de Birni N'Gaouaré potable.

-

C H A P I T R E I V .

E T U D E F I N A N C I E R E

INTRODUCTION

Avant le design des différents postes de nos réseaux, nous passons à présent à l'analyse économique. Cette phase du processus de planification est importante car elle détermine le choix optimal, le critère le plus souvent retenu étant celui du prix.

Toutefois, signalons que la solution la plus économique ne correspond pas toujours à la meilleure, en particulier lorsque des intérêts sociaux, parfois difficilement quantifiables, entrent en jeu.

Pour notre étude, les cinq (5) postes, ci-dessous, seront évalués :

1 - le génie civil comprenant les châteaux d'eau, les cabines de pompage et les frais d'excavation;

2 - les canalisations c'est-à-dire les tuyauteries, les bornes fontaines et les bouches d'incendie ;

3 - l'électromécanique autrement dit les pompes, les groupes électrogènes ;

4 - les forages notamment les travaux d'exécution ;

5 - et enfin les coûts de traitement de l'eau.

Notons que l'ensemble des investissements ne tient pas compte des charges financières ; nous supposons que les travaux sont réalisés par l'Etat. Les prix utilisés sont ceux de la SONEES* .

* Prix Hors Taxe (H.T).

I. - Eléments pour l'évaluation du coût global

Il s'agit essentiellement du poste Génie civil.

- Volume de béton armé pour les châteaux

- Réseau 1.

$$\text{Couverture} \quad : \quad V_c = \pi p^2 \times e = 95,05 \times 0,07 = 6,6535 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{Paroi cylindrique: } V_{pc} &= \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h = \\ &= \frac{\pi}{4} (10,89^2 - 10,77^2) \times 4,95 = 10,1096 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Radier de la cuve: } V_{rc} = \frac{\pi}{4} \times e = 91,10 \times 0,12 = 10,9320 \text{ m}^3$$

$$\text{Poteaux supports} \quad : \quad V_{ps} = 4 \times a^2 \times h = 4 \times 0,35^2 \times 28 = 13,7200 \text{ m}^3$$

$$\text{Semelles} \quad : \quad V_s = 4 \times b^2 \times h = 2,67^2 \times 0,55 \times 4 = 15,6800 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total } \Sigma V = 57,0951 \text{ m}^3$$

- Réseau 2. Tout ce qui précède est valable, seuls les poteaux changent

$$V_{ps} = 4 \times 0,35^2 \times 24,2 = 11,858 \text{ m}^3$$

$$\text{d'où } V_T = 6,6535 + 10,1096 + 10,9320 = 15,6800 + 11,858$$

$$V_T = 35,234 \text{ m}^3$$

Volume d'excavation à réaliser

Nous réaliserons des tranchées de largeur 0,60 m et de profondeur = 1,00 m.

. Réseau 1 : Longueur conduites tous diamètres confondus* = 9.501 m

$$V_{exc_1} = 0,60 \times 1,00 \times 9501 = 5700,6 \text{ m}^3$$

. Réseau 2 : Longueur conduites tous diamètres confondus* = 8.522 m

$$V_{exc_2} = 0,60 \times 1,00 \times 7862 = 5113,2 \text{ m}^3$$

N.B. : Nous supposons que notre terrain appartient à la deuxième catégorie.

Forage : Nous nous baserons pour l'évaluation du coût sur la carte de coût moyen d'exploitation des eaux souterraines donnée en Annexe. La ville de Birni-NGaouaré se trouve dans la zone où le coût se situe entre 10 à 20 F.CFA/m³. Nous prendrons 15 F.CFA.

II. - Evaluation du coût global du projet

Le tableau, pages suivantes, donne le prix unitaire, les quantités et le montant total de chaque élément suivant le réseau.

* Voir tableau : devis estimatif.

N° DU POSTE	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE		PRIX UNI-TAIRE F.CFA	MONTANT F.CFA	
			RESEAU 1	RESEAU 2		RESEAU 1.	RESEAU 2.
1.	Génie Civil :						
1.1.	- Béton armé (toutes suggestions comprises)	m³	57,10	55,24	76.666	4.377.629	4.235.030
1.2.	- Abri groupe (l = 3m, L = 4m, dalle supérieure + étanchéité standard + aération + socle antivibrant + porte métallique + finition)	UNITE	1	1	1.703.324	1.703.324	1.703.324
1.3.	- Fouille \leq 2m Terrain 1ere Catégorie	m³			1.309		
	2e Catégorie	m³	5701	5113	1.699	9.684.300	8.686.987
	3e Catégorie	m³			2.742		
	4e Catégorie	m³			3.453		
2.	Canalisations + Pose						
2.1.	- Tuyau en PVC						
	Ø 250	ml	98	84	19.628	1.923.544	1.648.752
	225	ml	648	224	12.773	8.276.906	2.861.152
	200	ml	736	-	10.050	7.396.800	-
	160	ml	1536	-	7.802	11.983.872	-
	140	ml	1092	-	6.890	7.523.880	-
	125	ml	881	792	5.870	5.171.470	4.649.040
	110	ml	-	4158	3.938	-	16.374.204
	90	ml	-	350	2.624	-	918.400
	75	ml	727	300	1.863	1.354.401	558.900
	63	ml	1444	-	1.803	2.603.532	-
	50	ml	216	280	1.203	259.848	336.840
	40	ml	270	458	912	246.240	417.696
	32	ml	1802	1356	720	1.297.440	976.320
2.2.	- Bornes fontaines types SONEES + Accessoires	UNITE	16	16	210.000	3.360.000	3.360.000
2.3.	- Poteau d'incendie Ø = 100 mm	UNITE	2	2	244.400	488.800	488.800
3.	Electromécanique						
3.1.	- Moto pompe	UNITE	1	1	-	2.000.000	1.600.000
3.2.	- Groupe électrogène 25 KVA						

Dosage en chaux = 2 mg/l.

$$\text{Quantité de chaux} = \frac{3 \text{ mg}}{1} \times \frac{207502500}{1} = 622\,507\,500 \text{ mg}$$

$$\text{chaux} = 0,623 \text{ tonnes}$$

$$\text{Coût de traitement} = 0,623 \times 71,091 = 44.254,6806$$

$$C_T = 44.255 \text{ F.CFA.}$$

Prix de revient du m³ d'eau : PR

Nous tiendrons compte de la totalité des charges.

- Charges annuelles d'amortissement	=	4.963.702	F.CFA
- Frais de renouvellement et d'entretien	=	999.133	F.CFA
- Frais du personnel	=	2.100.000	F.CFA
- Frais d'énergie	=	4.414.210	F.CFA
- Frais de traitement	=	44.255	F.CFA

TOTAL = 12.521.300 F.CFA

$$\text{Prix de revient} = \frac{\text{Total frais}}{\text{Cubage pompé par an}}$$

$$\text{PR} = \frac{12.521.300}{207502,5} = 60,34$$

PRIX DE REVIENT DU M³ = 60,34 F.CFA

Si nous ne tenons pas en compte le forage :

$$\text{PR} = \frac{9841300}{207502,5} = \underline{\underline{47,43 \text{ F.CFA}}}$$

III. - Tarifification

La partie précédente vient de dégager le prix de revient du m³ d'eau. Le présent volet examine les conditions d'application d'une tarification de l'eau à Birni N'Gaouaré. Cette tarification se justifie pour plusieurs raisons :

- tout réseau de distribution d'eau doit pouvoir s'amortir lui-même, si possible.

- L'office des Eaux du Sous-sol (OFEDS), chargé de réaliser et de gérer les forages sur l'étendue du territoire national, n'a pas les moyens matériels et humains lui permettant de faire face aux impératifs d'exploitation de tous les forages.

- Le manque de tarification donne lieu à un gaspillage et donc ne milite pas en faveur d'une utilisation rationnelle de l'eau surtout dans un pays où s'est installée la sécheresse.

- L'application d'une justice sociale par une participation de la population à l'effort national de développement.

- Enfin, une tarification permettra la mise en place d'un réseau adapté, bien géré, répondant par là-même mieux aux problèmes sanitaires et à l'accroissement du niveau de vie de la population.

Cependant, une tarification suppose au préalable une décision du gouvernement et un concessionnaire d'une part et d'autre part une volonté des populations de coopérer d'où la nécessité de descendre sur le terrain pour s'acquérir du maximum d'information.

C'est pourquoi, nous nous contenterons de donner, à titre indicatif, les tarifs pratiqués actuellement par la société nationale des eaux (SNE-Niger).

Quantité consommée (m ³)	Prix du mètre cube F.CFA
0 - 15	90
15 - 50	120
Plus de 50	160

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'étude que nous venons de réaliser montre que, pour l'alimentation en eau d'une agglomération, le concepteur doit bien se pénétrer du sujet, c'est-à-dire disposer du maximum d'informations.

Si des problèmes ont été rencontrés au cours de cette étude, c'est certainement à ce niveau.

En effet, le projet concernant une ville du Niger, on mesure aisément les efforts déployés pour recueillir les données.

Toutefois, n'ayant pas pu obtenir la totalité des données (ce qui est difficile voire impossible), nous avons été amenés à faire des suppositions, des corrélations, des déductions, qui, à notre avis, ne nuiront pas à la qualité du rapport.

Ainsi, les conclusions et les résultats auxquels nous sommes parvenus se résument comme suit :

- Le système d'alimentation en eau potable réalisé en 1967, n'existe que de nom, il doit être complètement repris et adapté à la structure actuelle de la ville d'où l'ossature de conduites maitresses que nous avons proposée.

- Le forage F1, permet non seulement de satisfaire la demande en eau actuelle, mais aussi la demande future , pourvu que les réaménagements lui soient apportés.

- L'eau actuellement disponible est agressive et présente une odeur et un goût désagréables. La stabilisation de cette eau par la chaux et sa désinfection par le chlore constituent incontestablement des solutions à adopter en vue de l'amélioration de la qualité.

- Enfin, l'étude financière, réalisée dans les conditions de sécurité, justifie l'investissement Le prix de revient du mètre cube d'eau sera :

- * 60,34 F.CFA en tenant en compte le forage,
- * 47,43 F.CFA en ne tenant pas en compte le forage car ce dernier existe déjà et a été réalisé depuis 1967*.

Pour assurer un meilleur fonctionnement, de nos dispositifs, certaines recommandations et certaines directives à mettre en place sont nécessaires.

Ces recommandations et directives se situent à plusieurs niveaux :

- Au niveau de dimensionnement des conduites : la formule de Bresse dont nous avons usé dans la détermination des diamètres, conduit certes à une solution économique ; cependant elle donne lieu à des vitesses d'écoulement de l'ordre de $0,6 \text{ ms}^{-1}$. Le réseau étant calculé sur la base d'une consommation journalière maximale plus le débit d'incendie, des vitesses inférieures au seuil minimum ($0,50 \text{ ms}^{-1}$) seront enregistrées au cours des périodes de consommations inférieures** à cette valeur.

Pour éviter une telle situation, du moins dans la mesure du possible, il y a lieu d'opter, ne serait-ce que pour les conduites faisant transiter le débit d'incendie, pour deux conduites en parallèle plutôt que pour une seule de gros diamètre. On prendra soin de munir l'une des deux conduites de vanne dont la gérance sera organisée en fonction des besoins.

De plus, dans l'évaluation des pertes de charge, nous n'avons tenu compte que des pertes de charges dues au frottement dans les tuyaux ; les sorties des pompes et le réseau étant équipés des pièces spéciales (divergents, clapets, robinets, coudes à angle droit ...), il convient en toute rigueur, de tenir en compte les pertes de charges qu'elles occasionneront. Dans notre étude, nous supposons que les majorations successives de nos valeurs pallieront à cet état de fait.

Au cas contraire, nous recommandons de procéder, une fois ces pièces et leurs caractéristiques connues, à une révision de la hauteur du château.

* On peut dire qu'actuellement sa valeur résiduelle est nulle.

** Consommation moyenne par exemple.

Au niveau de la qualité de l'eau : l'analyse que nous avons réalisées ne met pas en évidence une forte concentration en ion sulfate ; la valeur que nous avons obtenue est admissible. Toutefois, si tel n'est pas le cas, nous préconisons la réalisation d'une étude hydrogéologique complète visant à identifier de nouveaux sites favorables à l'implantation de forages, l'installation d'une unité de traitement est coûteuse car elle entraîne d'énormes dépenses d'énergie.

Ainsi cette eau sera associée à celle actuellement disponible dans des proportions déterminées de façon à aboutir à une concentration en sulfate admissible.

Notons qu'il convient dans ce cas, la réalisation d'un réservoir enterré, d'une capacité égale à celle du château, est nécessaire. Le mélange y transitera avant d'être refoulé dans le château après désinfection et stabilisation.

Au niveau de la tarification : le cadre actuel d'exploitation des eaux dans certaines agglomérations, caractérisé par des carences notoires dans le domaine de l'exploitation des ouvrages et de la dynamique d'expansion des réseaux, doit être révisé et corrigé.

Toute tarification doit tenir en compte, à la fois des conditions économiques et des conditions sociales.

Les communautés doivent certes supporter le coût des opérations mais dans la limite de leurs possibilités, de leur pouvoir d'achat. C'est pourquoi, nous émettons le souhait de voir l'étude financière approfondie. Ce qui permettra de voir si les tarifs actuellement pratiqués sont "supportables" pour la population de Birni.

Si oui, est-ce qu'ils sont susceptibles d'assurer l'équilibre financier du projet ?

Dans le cas contraire, il faudra procéder à une simulation de la tarification permettant de réaliser cet équilibre.

Enfin au niveau de la pose des conduites : cette étape de la réalisation du projet nécessiterait la présence sur le terrain. C'est pourquoi nous ne l'avons pas abordée. Néanmoins nous recommandons, le respect des règles suivantes au cours de son exécution. Il s'agit notamment :

- du respect d'une pente minimale de 0,002 m/m ;
- du profil qui doit être réalisé de manière à ce que l'air soit évacué facilement car par son accumulation, il peut gêner l'écoulement.

De plus il faut veiller à ce que la conduite reste constamment pleine ; ce que l'on vérifiera en s'assurant que dans tous les cas d'écoulement, le profil piézométrique se maintient au dessus du sol.

.../...

Enfin les tracés comportant un profil horizontal doivent être évités ; on substituera à celui-ci, quitte à avoir des surprofondeurs, un profil comportant de préférence des montées lentes* et des descentes rapides**.

Notre rapport serait incomplet si certains aspects de la planification notamment la phase de suivi de projet c'est - à dire le fonctionnement et l'entretien des dispositifs d'approvisionnement en eau ne sont pas évoqués.

Si les programmes d'assistance sont le plus souvent critiqués, ce n'est pas tant à cause des erreurs commises lors de leur exécution que de l'absence de suivi qui les caractérise.

En effet, il suffit très souvent de signaler à temps que le fonctionnement d'une installation est défectueux pour que des correctifs propres à assurer sa continuité soient mis en place.

A ce sujet nous recommandons :

- une meilleure surveillance du fonctionnement des installations et leur entretien préventif ;
- une attention toute particulière aux conditions d'hygiène notamment en ce qui concerne la qualité de l'eau ;
- enfin une stimulation de la collectivité à une participation active, de la phase de conception à celle de la mise en oeuvre.

Cette approche permettra, de développer en son sein, un sentiment de propriété propre à faciliter la création et l'entretien d'ouvrages communautaires.

N'est-ce pas là, peut-être, le gage le plus sûr de la protection des ouvrages hydrauliques contre les actes de vandalisme consécutifs aux pannes des systèmes d'approvisionnement en eau ?

* 0,002 Pente 0,003
** 0,004 pente 0,006

BIBLIOGRAPHIE

OUVRAGES GENERAUX

- (1) DEGREMONT "MOMENTO TECHNIQUE DE L'EAU"
(Huitième édition) 1978
- (2) A. DUPONT "HYDRAULIQUE URBAINE" Tome I et Tome II
Eyrolles, Paris, 1971 (Deuxième édition)
- (3) A. GUERRIN, R.C. LAVAU "TRAITE DE BETON ARME, Tome VI
Réservoirs - Chateaux d'eau - Piscine"
DUNOD, Paris, 1972 (deuxième édition)
- (4) ROBERT L. SANKS "WATER TREATMENT PLANT DESIGN FOR THE
PRACTICING ENGINEER".
Butter Worth Publishers.
- (5) G. GOMELLA, H. GUERREE " LA DISTRIBUTION DE L'EAU DANS LES
AGGLOMERATIONS URBAINES ET RURALES",
Eyrolles, Paris, 1970 (deuxième édition)
- (6) A.G.H.T.M. "LES STATIONS DE POMPAGE D'EAU"
Travaux de la commission distribution de
l'eau (troisième édition)
- (7) A. ERHARD-CASSEGRAIN J. Margat, "INTRODUCTION A L'ECONOMIE
DE L'EAU". Masson 1983
- (8) P. KOCH "Alimentation en eau des agglomérations"
DUNOD, Paris, 1969 (deuxième édition).
- (9) LAURENT LABONTE "CALCUL DES CHARPENTES DU BETON"
MODULO Editeur, Montréal 1987.
- (10) R. DESJARDINS "THEORIE DU TRAITEMENT DE L'EAU"
Ecole Poytechnique de Montréal.

DOCUMENTATIONS DIVERSES

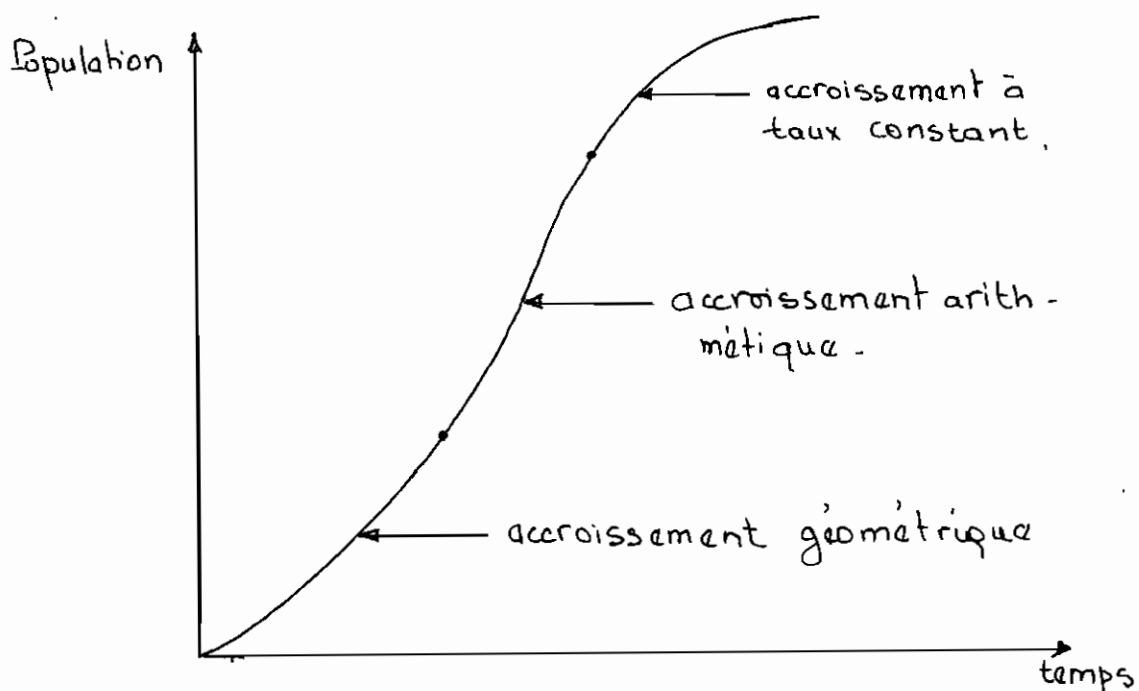
- (a) "Termes de référence : projet d'alimentation en eau potable des centres secondaires de BIRNI NGAOUARE et GALMI".
Ministère de l'Hydraulique, NIGER, Février 1988.
- (b) "Echantillonnage pour la qualité de l'eau"
Direction de la qualité des eaux, Ottawa 1983
- (c) L.Y. MAYSTRE, TH. ROTHEN, "Alimentation en eau potable".
Ecole polytechnique fédérale de Lausanne 1982
- (d) "Etude de l'amélioration de l'alimentation en eau PODOR"
Société Nationale d'Exploitation des Eaux du Sénégal (SONEES).
- (e) "Etude du système d'alimentation en eau de la ville de THIES : Situation actuelle et proposition pour la prochaine décade".
Projet de fin d'études. Abdoulaye SANE .
Ecole polytechnique de THIES, SENEGAL - Juin 1978.
- (f) Roger LABONTE ; "Hydraulique urbaine", notes de cours.
Ecole Polytechnique de Montréal (EPM) 1974.
- (g) "Alimentation en eau potable de la ville de KALLA"
Ministère de l'Hydraulique NIGER.
- (h) "Gestion des eaux : alimentation en eau - assainissement"
Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. S.VALIRON
- (i) "L'exploitation des ressources hydrauliques en Afrique"
C I P E A Rapport de recherche N°6, Décembre 1988, ACCT.

A N N E X E

EVOLUTION DE LA POPULATION DE BIRNI NGAOURE

ANNEE	1969	1972	1975	1980	1985	1988
POPULATION	3650	400	4400	5000	5900	6500

Le comportement d'une population humaine décrit, à l'image d'une population bactérienne se développant dans un milieu de culture limité, une courbe en S.



En effet, après une période d'ajustement au milieu, les bactéries se développent très rapidement. Ensuite le taux d'accroissement diminue à mesure que le milieu s'épuise, commence enfin la période de déclin des populations.

Ainsi cette courbe peut-être considérée comme comportant trois parties que l'on caractérise respectivement par :

- un accroissement géométrique,
- un accroissement arithmétique,
- un accroissement à taux décroissant.

A N N E X E 1. (suite)

L'examen de la courbe représentant l'évolution de la population de BIRNI NGAOURE, indique que nous nous trouvons dans la première partie : l'accroissement est géométrique.

Par définition, l'accroissement d'une population est géométrique durant un temps dt s'il est proportionnelle à la population P.

$$\text{donc } \frac{dP}{dt} = KP \quad === \quad \frac{dP}{P} = Kdt$$

Soient P₁ et P₂ les populations aux temps t₁, t₂ respectivement

$$\int_{P_1}^{P_2} \frac{dP}{P} = K \int_{t_1}^{t_2} dt \quad == \quad \ln P_2 - \ln P_1 = K (t_2 - t_1)$$

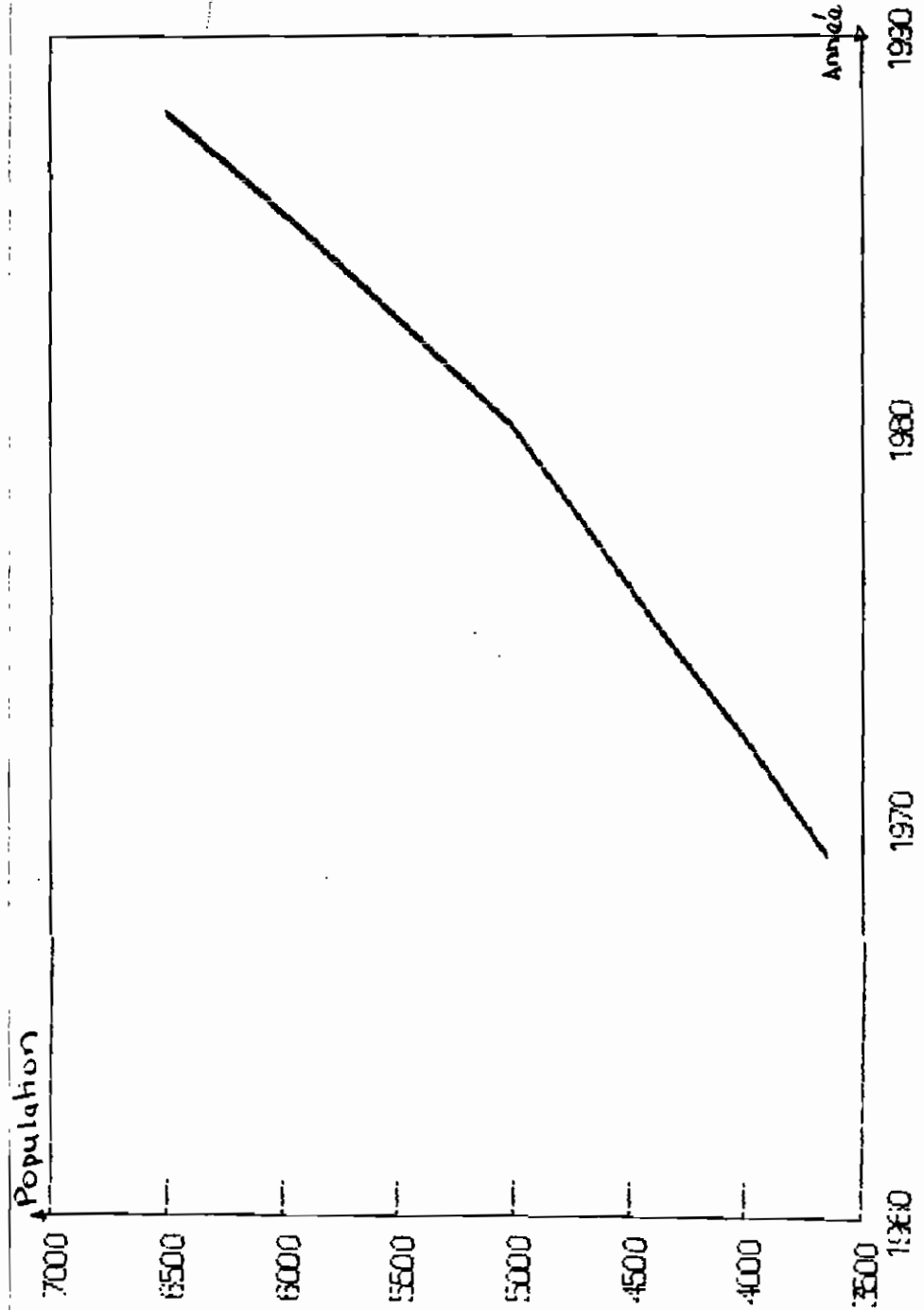
$$\text{d'où } k = \frac{\ln P_2 - \ln P_1}{t_2 - t_1} = \text{accroissement annuel}$$

La population actuelle étant P₂, au temps t_n, elle sera comme suit :

$$\ln P_n = \ln P_2 + K(t_n - T_2)$$

$$\ln P_n = \ln P_2 + \frac{(\ln P_2 - \ln P_1)}{t_2 - t_1}$$

EVOLUTION DE LA POPULATION





GESELLSCHAFT FÜR KLÄRANLAGEN
UND WASSERVERSORGUNG MANNHEIM MBH.

BUREAU D'ETUDES HYDRAULIQUES

Specialise dans

LES MOYENS D'EXHAURE

LES TRAITEMENTS D'EAU

LES ADDUCTIONS D'EAU

LES ASSAINISSEMENTS D'EAU USEES ET PLUVIALES

LES EPURATIONS DES EAUX D'EGOUTS

GKW Mannheim n. b. H. Bureau Niger - Niamey B. P. 303

Bureau Niger - Niamey - B. P. 303
Tel. 2823

Niamey, le

PORAGE DE BIRNI N'GAOURE II

Essai de débit

(14 Mai - 16 Mai 1967)

Cet essai de débit a été réalisé avant la réception provisoire du Forage de BIRNI N'GAOURE II.

CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

Altitude du sol:	187,36 m
Profondeur forée:	170,46 m
Tubage \varnothing 10" (chambre de pompage):	de + 0,60 m à 109,18 m, soit
Tubage \varnothing 6" (tube d'exhaure):	de 109,18 m à 111,18 m, soit 2,00 m
Crépines INOX \varnothing 5"7/8 à nervures repoussées, fentes 1 mm:	de 111,18 à 148,00 m, soit 36,82 m
Tube de décantation \varnothing 6" :	de 148,00 m à 153,00 m, soit 5,00 m
Longueur des crépines :	36,82 m
Gravillonnage:	gravier en quartz, granulométrie 1 - 2 mm. Epaisseur théorique du massif filtrant 3"3/16
Crépines aplaties:	à partir de 139,50 m
Bouchon métallique:	de 138,90 à 139,50 soit 0,60
Longueur des crépines au-dessus du bouchon:	27,72 m

APPAREILLAGE POUR L'ESSAI

- Pompe immergée PLEUGER UPH 93/60 + YM, 2400 t/m, donnant 60 m³/h pour une hauteur manométrique de 80,00 m
- Mesure des débits par tube de Pitot
- Mesure des rabattements avec une sonde HWK, donnant le rabattement en m.

DEROULEMENT DES TRAVAUX

- Le 14 Mai - pompage prolongé à 88,0 m³/h
- Le 15 Mai - pompage prolongé à 88,0 m³/h
- Le 16 Mai - arrêt pompage après 49 heures de pompage et observation de la remontée pendant 3,75 heures pompages d'une heure à 59,3 m³/h et 75,5 m³/h séparés par une remontée d'une heure.

RESUME DES CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

Niveau statique	: 27,50 m au-dessus du sol
Epaisseur de l'aquifère	: 35,00 m
Epaisseur de l'aquifère capté	: 21,90 m
Débit maximum obtenu	: 88,00 m ³ /h
Rabattement pour ce débit	: 22,85 m au-dessous du sol après une heure de pompage 23,28 m au-dessous du sol après 49 heures de pompage
Débit spécifique d'après le pompage en cascades	: 1,83 (m ³ /h/m)
Transmissivité	: 1,786 · 10 ⁻³ (m ² /s)
Perméabilité moyenne	: 0,638 · 10 ⁻² (m/s)
Venue de sable	: pas de sables
L'eau	: t = pH = 7,3 CO ₂ libre 22,9 mg/l

Dressé par le Bureau
d'Etudes GWK - NIAMEY
Le Géologue de la GWK

Le Chef de Mission de la
GWK - BUREAU NIAMEY

Kurz
M.K. KURZ

GESELLSCHAFT FÜR ANLAGEN
UND WASSERVERSORGUNG MANNHEIM MBB

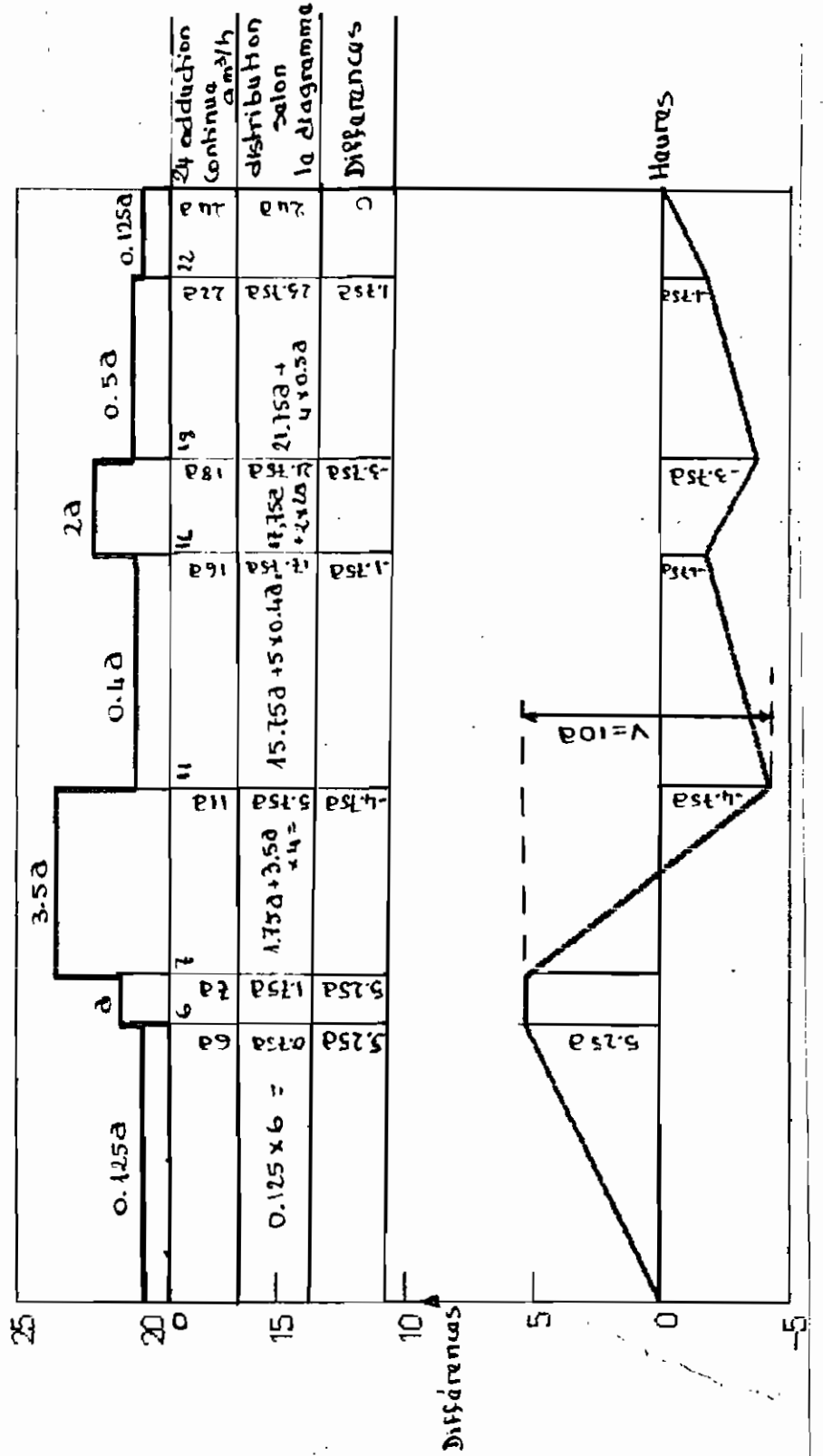
G K W

BUREAU D'ÉTUDES

Sternagel
Ing. STERNAGEL

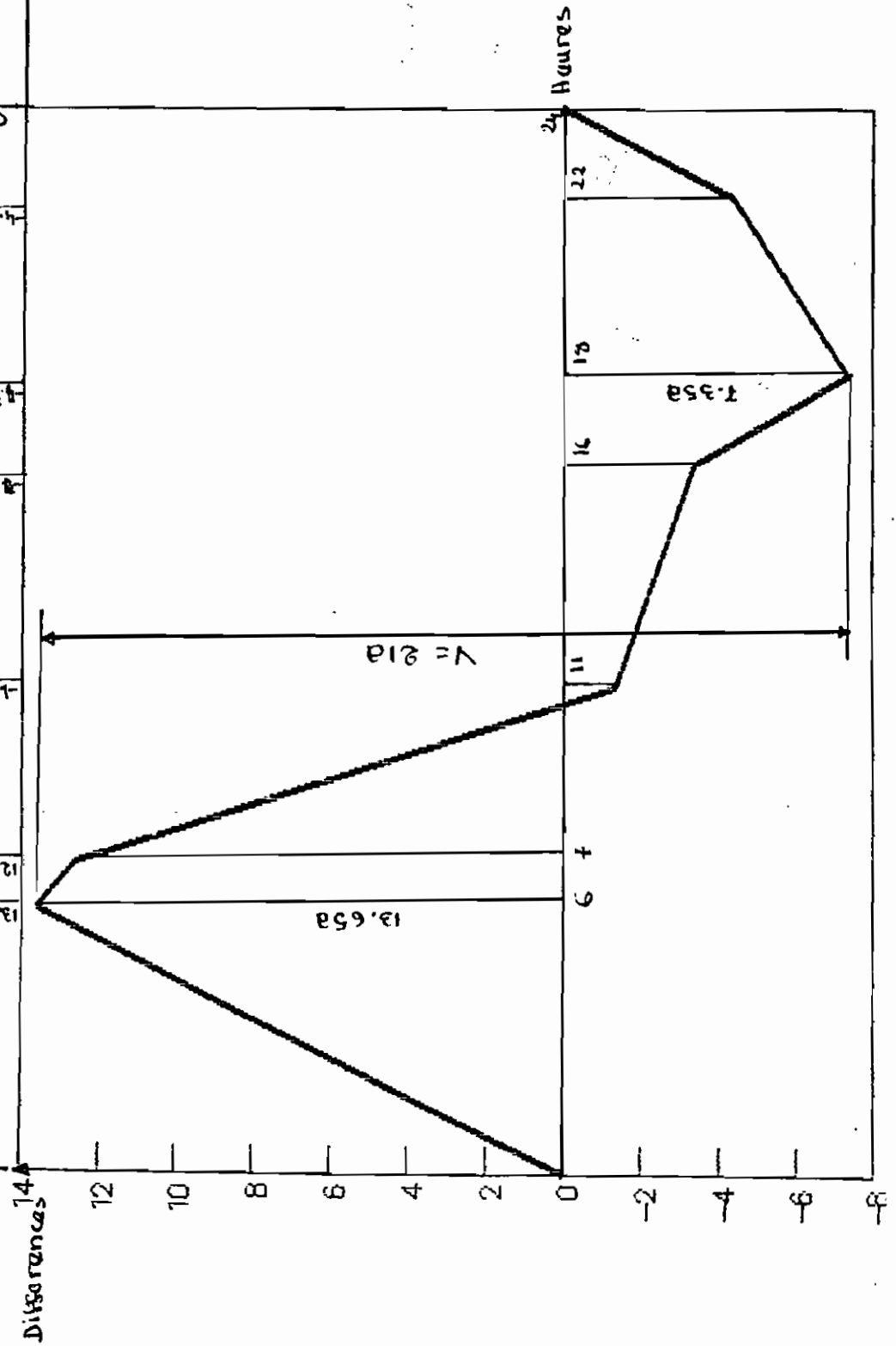
CAPACITE THEORIQUE DU RESERVOIR

pompage 24/24

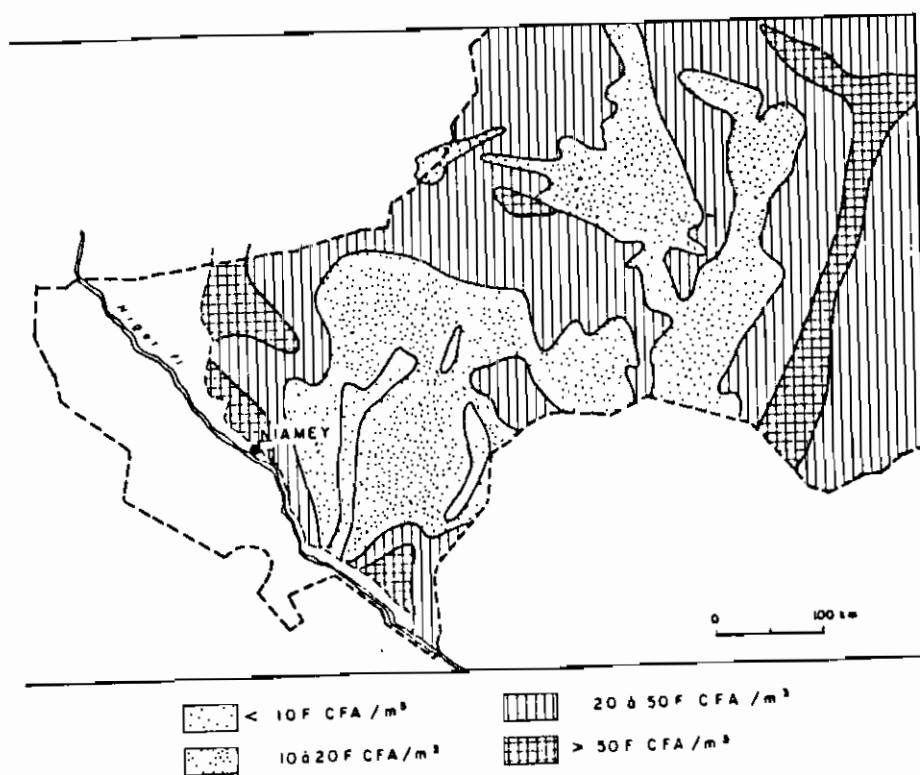


CAPACITE THEORIQUE DU RESERVOIR pompage 10/24

24 Heures	
14	+ adduction avec debit de 24 m ³ /h
12	- distribution (tableau)
0	Differances

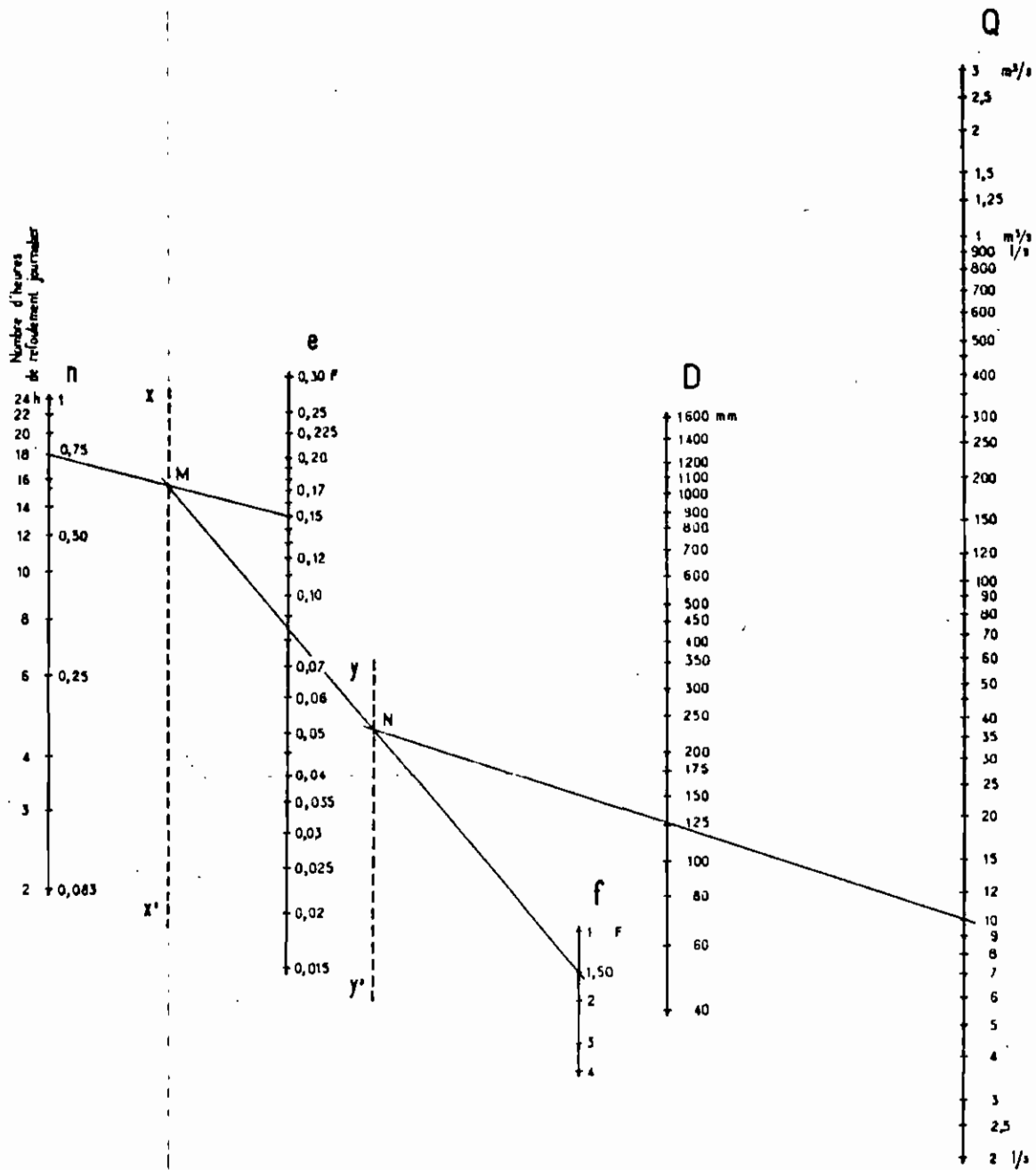


CARTE DE COUT MOYEN D'EXPLOITATION DES EAUX SOUTERRAINES : NIGER, BASSIN SEDIMENTAIRE . (1)



(1) EXTRAIT DU LIVRE DE ERNHARD-CASSEGRAIN : "INTRODUCTION A L'ECONOMIE DE L'EAU" MASSON 1983.

ABaque POUR LE CALCUL DU DIAMETRE ECONOMIQUE
DES CONDUITES DE REFOULEMENT D'EAU⁽¹⁾

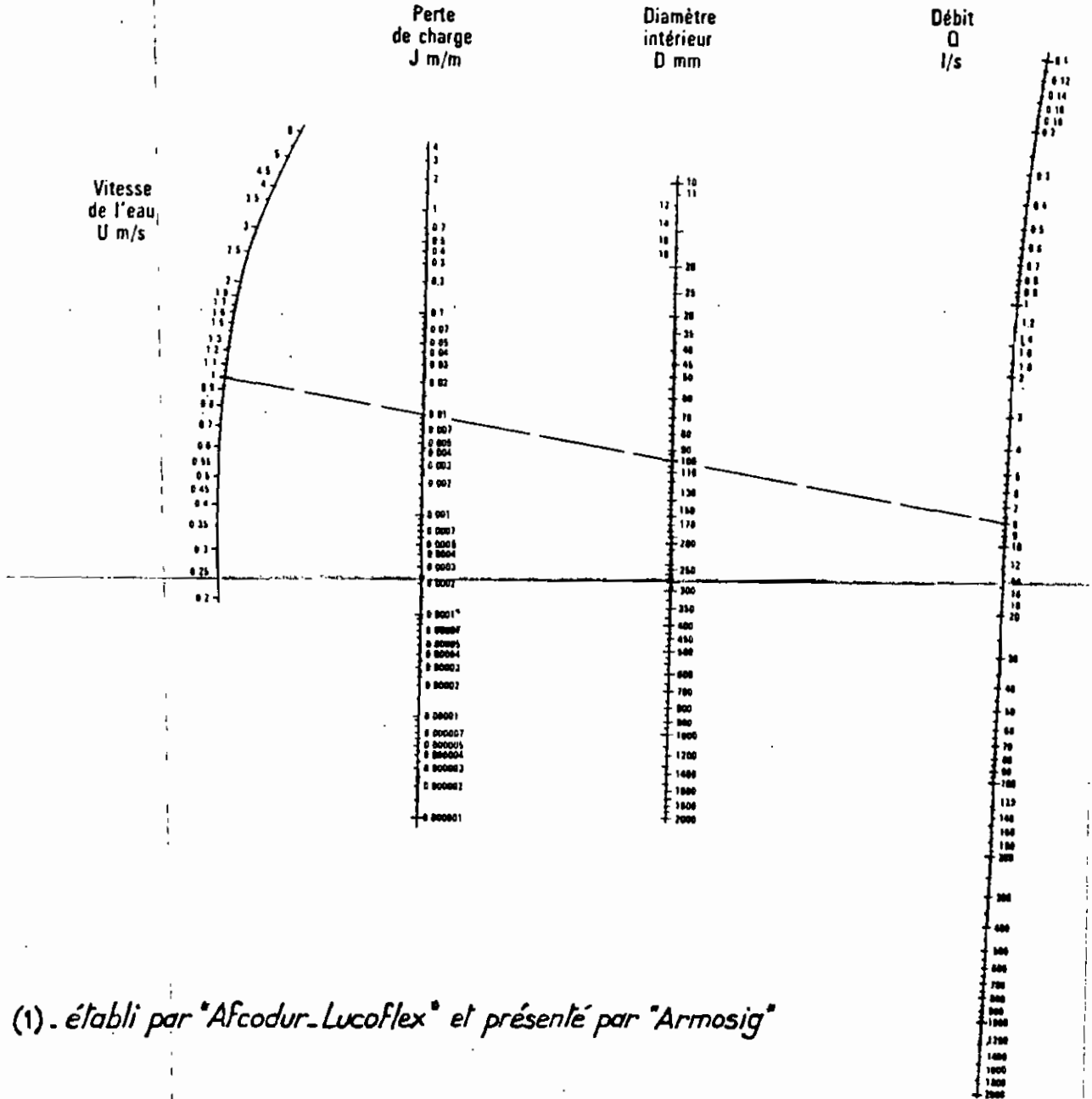


n = temps de fonctionnement journalier de la pompe en heures, divisé par 24.
 e = prix du kilowattheure en francs

f = prix de la conduite en fonte posée en francs par kilogramme
 D = diamètre économique de la conduite en millimètres⁽²⁾
 Q = débit en mètres cubes par seconde ou en litres par seconde⁽³⁾

(1) Extrait du livre de Gommella et Guerrée "Distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales".

NOMOGRAMME POUR LE CALCUL DES PERTES DE CHARGE
 DANS LES TUYAUX EN MATIERE PLASTIQUE⁽¹⁾
 (d'après la formule de Colebrook pour $k = 0,01\text{mm}$)



(1) - établi par "Afcodur-Lucoflex" et présenté par "Armosig"

	- Fourniture	UNITE	1	1	3.830.165	3.830.165	3.830.165
	- Pôse	UNITE	1	1	1.349.735	1.349.735	1.349.735
4.	<u>FORAGE</u>	-	1	1	-	40.000.000	40.000.000
5.	<u>Stabilisation</u>	TONNE			71.091		

Pour calculer le prix de revient du m³ d'eau, nous distinguerons :

- Les charges d'amortissement et de renouvellement des ouvrages destinés à assurer le pompage et la distribution de l'eau ;

- Les charges d'exploitation.

Les premières sont définies en répartissant le coût de chaque poste sur un certain nombre d'années appelé temps d'amortissement.

Ce temps représente la durée moyenne au bout de laquelle il faudra les abandonner pour réaliser un nouveau. On l'appelle la durée de vie commerciale.

Les charges d'exploitation seront quand à elles calculées en appliquant un taux sur le montant annuel d'amortissement.

Le tableau ci-dessous donne les durées d'amortissements des différents postes.

Postes	Durée de vie ⁽³⁾	Taux d'amortissement
. Forages	15 ans	6,7 %
. Canalisations	25 ans	4,0 %
. Génie civil	50 ans	2,0 %
. Electromécanique	10 ans	10 %

- Calcul des prix de revient du m³

*** Investissements à réaliser**

En se référant aux tableaux précédents il vient :

Postes	Réseau 1. F.CFA	Réseau 2. F.CFA
. Génie Civil	15.765.253	14.625.341
. Canalisations	51.786.731	32.830.104
. Electromécanique	7.179.900	6.779.900
. Forage	40.000.000	40.000.000
TOTAL	114.731.884	94.235.345

*** Choix du réseau**

Les charges restantes étant à peu près les mêmes ou proportionnelles à celles mentionnées dans le tableau ci-dessus, nous pouvons avant de poursuivre l'analyse économique procéder au choix du réseau.

L'analyse des investissements à réaliser montre que le réseau 2 reviendra moins cher. Cette différence entre les coûts s'explique par le fait que nous avons au cours du design, essayé d'opter pour une ossature, qui ne couvre certes pas la ville, comme le fait la première qui emprunte des cheminements plus courts, d'où une réduction sensible dans la longueur des conduites.

De plus, l'élevation que nous avons essayé de mettre à profit n'est pas suffisante pour concurrencer l'implantation du château au centre.

Outre cet aspect économique, il convient d'ajouter les avantages techniques que l'on gagnera en optant pour le second réseau.

Ce sont :

- La position de centralité qui conduit à une plus faible hauteur du château (24 m). Ceci nécessite des moyens techniques moins onéreux que dans le premier réseau.

- L'extension de la ville se fait vers l'ouest et c'est le second réseau qui donne une grande réserve de pression. Il présente donc l'avantage de réserver l'avenir et la réalisation d'un réservoir d'équilibre supplémentaire n'est pas pour demain. C'est compte tenu de toutes ces raisons que nous porterons notre choix sur le réseau n° 2.

Charges annuelles d'amortissement

Postes	Valeurs en F.C.FA	Taux	Amortissement annuel F.CFA
.Génie Civil	14.625.341	2 %	292.507
.Canalisations	32.830.104	4 %	1.313.205
. Electromécanique	6.779.900	10 %	677.990
.Forage	40.000.000	6,7 %	2.680.000
TOTAL	94.235.345		4.963.702

Charges fixes annuelles

Elles comprennent :

1°) les frais de renouvellement et d'entretien du matériel qui seront estimés comme suit :

- 20 % du montant annuel d'amortissement des travaux de génie civil ;
- 20 % du montant annuel d'amortissement des travaux des canalisations ;
- 100 % du montant annuel d'amortissement de l'électromécanique

2°) - Les dépenses du personnel.

Ainsi on a :

Frais de renouvellement et d'entretien + imprévus

. <u>Génie Civil</u> :	<u>292.507 X 20</u> 100	=	58.502 F.CFA
. <u>Canalisations</u> :	<u>1.313.205 X 20</u> 100	=	262.641 F.CFA
. <u>Electro mécanique</u> :		=	<u>677.990 F.CFA</u>

Total charges réduites = 999.133 F.CFA

Frais du personnel

Salaire estimé en F.CFA.

. Un (1) gardien	=	25.000 F/mois	
. Un (1) électromécanicien	=	45.000 F/mois	
. Un (1) releveur	=	45.000 F/mois	
. Un (1) comptable	=	60.000 F/mois	
			<u>-----</u>
Total	=	175.000 F/mois	

Dépenses annuelles personnel = 2.100.000 F.CFA

Cubage moyen pompé par an

Nous nous baserons sur la durée de vie du forage qui est de 15 ans. Calculons le cubage pompé durant ces 15 années.

Année	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997
Cubage pompé m ³ /j	425	442	460	478	498	518	539	560

Année	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004
Cubage pompé m ³ /j	583	606	630	656	683	710	739

$$\begin{aligned} \text{Car } d_{\text{année } n} &= d_{1990} (1 + 0,01) (1 + 0,03)^{n-1990} \\ &= d_{1990} (1,0403)^{n-1990} \end{aligned}$$

$$\text{Faisons la moyenne } C_p = \frac{\sum e_{pi}}{15} = 568,5 \text{ m}^3/\text{j}.$$

D'où le cubage moyen pompé par an est :

$$C_M = 568,5 \times 365 = 207.502,5 \text{ m}^3/\text{an}$$

Charges d'exploitation

Elles sont proportionnelles au volume d'eau pompé et comprennent :

- les frais d'énergie pour le relèvement de l'eau,
- les frais de traitement (désinfection, stabilisation)

*** Les frais d'énergie**

La hauteur d'élevation est 60,85 m. La consommation en carburant du moteur est d'environ 160 grammes de gas-oil par cheval et par heure.

Or un cheval = 0,735 KW et la puissance du groupe est 25 KW et le temps de fonctionnement est 10 heures.

$$\frac{160 \text{ g} \times 25 \text{ KW} \times 10 \text{ h}}{0,735 \text{ KWh}} = 54.421,77 \text{ g}$$

La densité du gas-oil étant de 0,900 Kg/l, on aura un volume égal à $\frac{54\ 421,77}{900} = 60,47$ litres.

Le prix du gas-oil étant de 209 F.CFA le litre, les coûts d'énergie seront :

$$Ce = 60,47 + 209 = 12.094 \text{ F.CFA/jour.}$$

Pour toute l'année on aura :

$$Ce = 12.094 \times 365 = 4.414.210 \text{ F.CFA}$$

Les frais de traitement

Nous ne pouvons donner que les frais qu'occasionnera la stabilisation .

Pression nominale (bars) $t = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$	16	10	6	Pression nominale (bars) $t = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$	16	10	6
Pression maximale de service (bars) t maximale $25\text{ }^{\circ}\text{C}$	16	10	6	Pression maximale de service (bars) t maximale $25\text{ }^{\circ}\text{C}$	10	6	3
\varnothing ext. (mm)	e nom. (mm)	e nom. (mm)	e nom. (mm)	\varnothing ext. (mm)	e nom. (mm)	e nom. (mm)	e nom. (mm)
75	5,9			75	5,9		
90	7,1	4,7		90	7,1	4,7	
110	8,8	5,6		110	8,8	5,6	
125	10,0	6,3		125	10,0	6,3	
140		7,1		140		7,1	
160		8,4		160		8,4	
200		10,5	6,5	200		10,5	6,5
225		11,6		225		11,6	
250		12,9	8,4	250		12,9	8,4
280		14,2		280		14,2	
315			11,6	315			11,6
400			12,9	400			12,9

Pression nominale (bars) $t = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$	25	16
Pression maximale de service (bars) t maximale $25\text{ }^{\circ}\text{C}$	16	10
\varnothing ext. (mm)	e nom. (mm)	e nom. (mm)
16		
20	2,0	
25	2,6	
32	3,2	2,0
40	4,0	2,6
50	5,0	3,2
63	5,9	4,0
	7,7	5,0

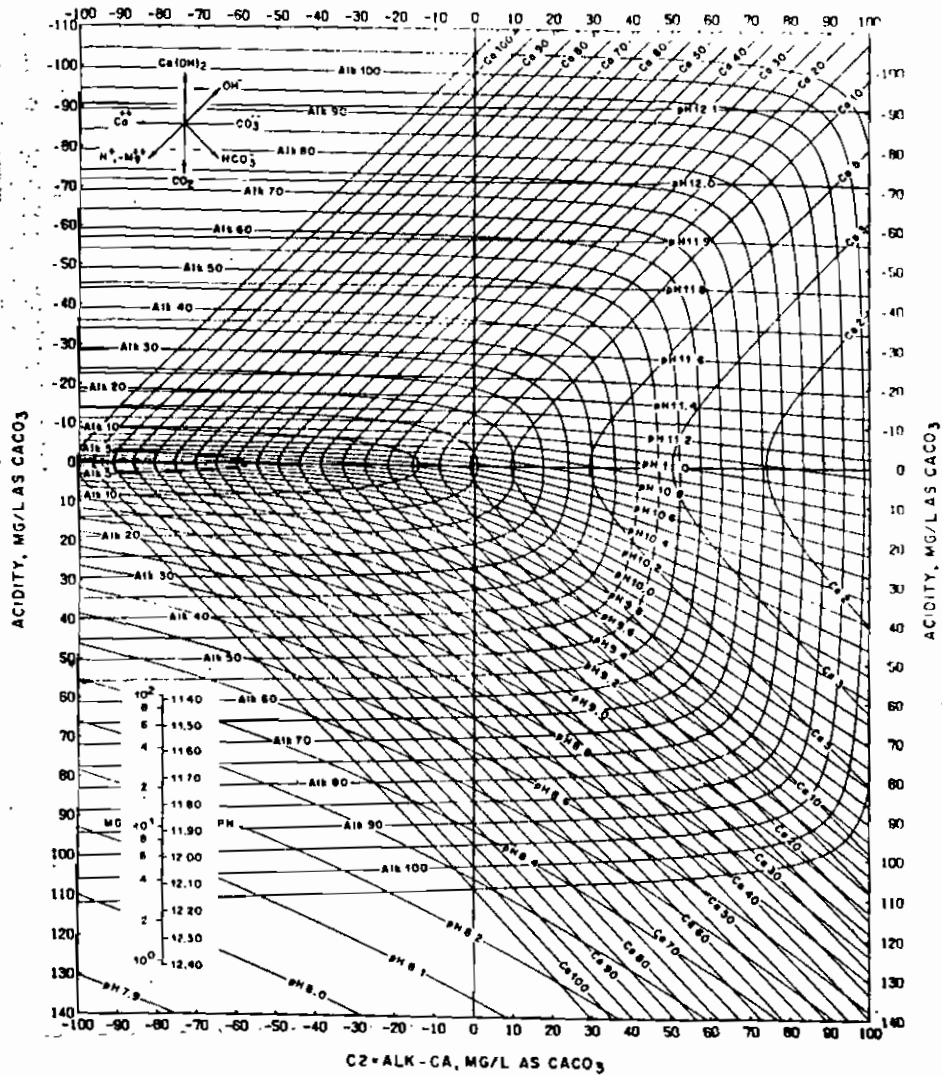
Température = 2°C

Matières totales dissoutes = 40 mg/l

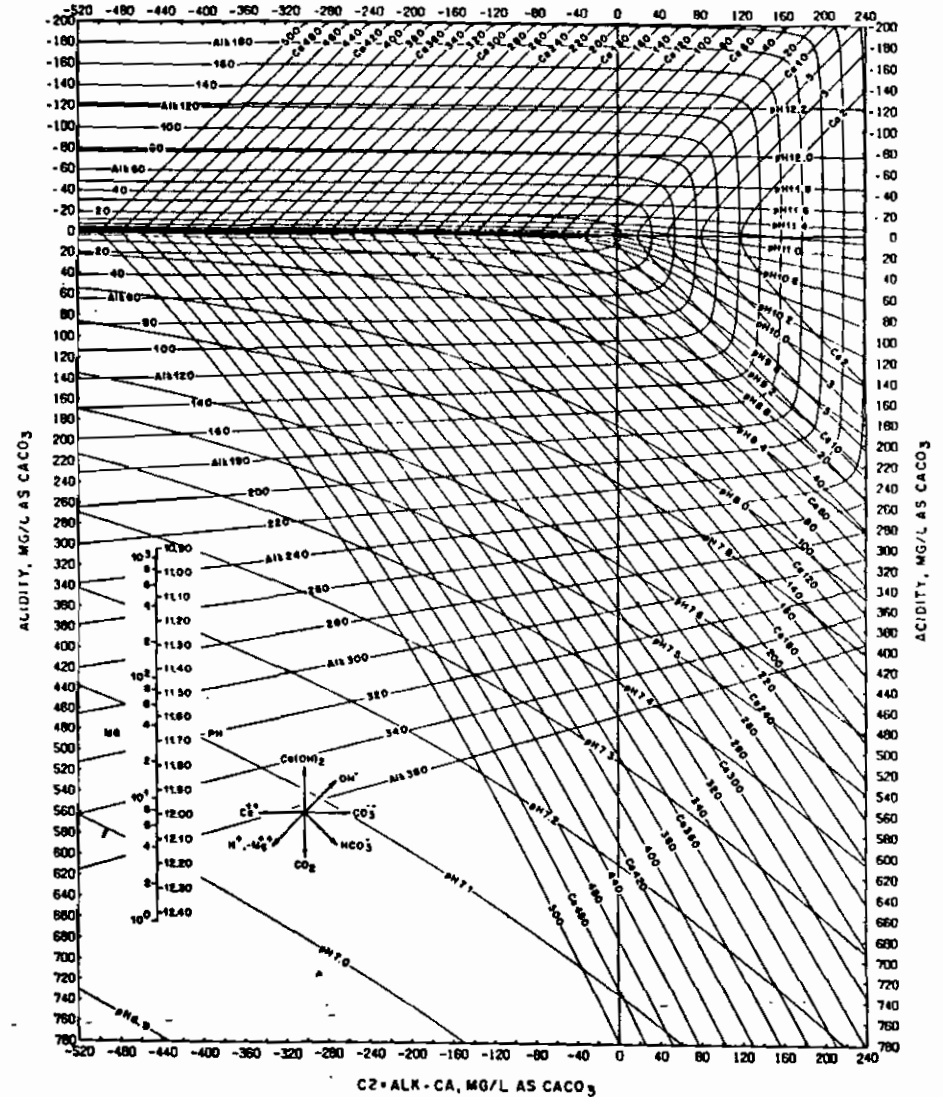
Température = 2°C

Matières totales dissoutes = 400 mg/l

C2·ALK·CA, MG/L AS CaCO₃



C2·ALK·CA, MG/L AS CaCO₃

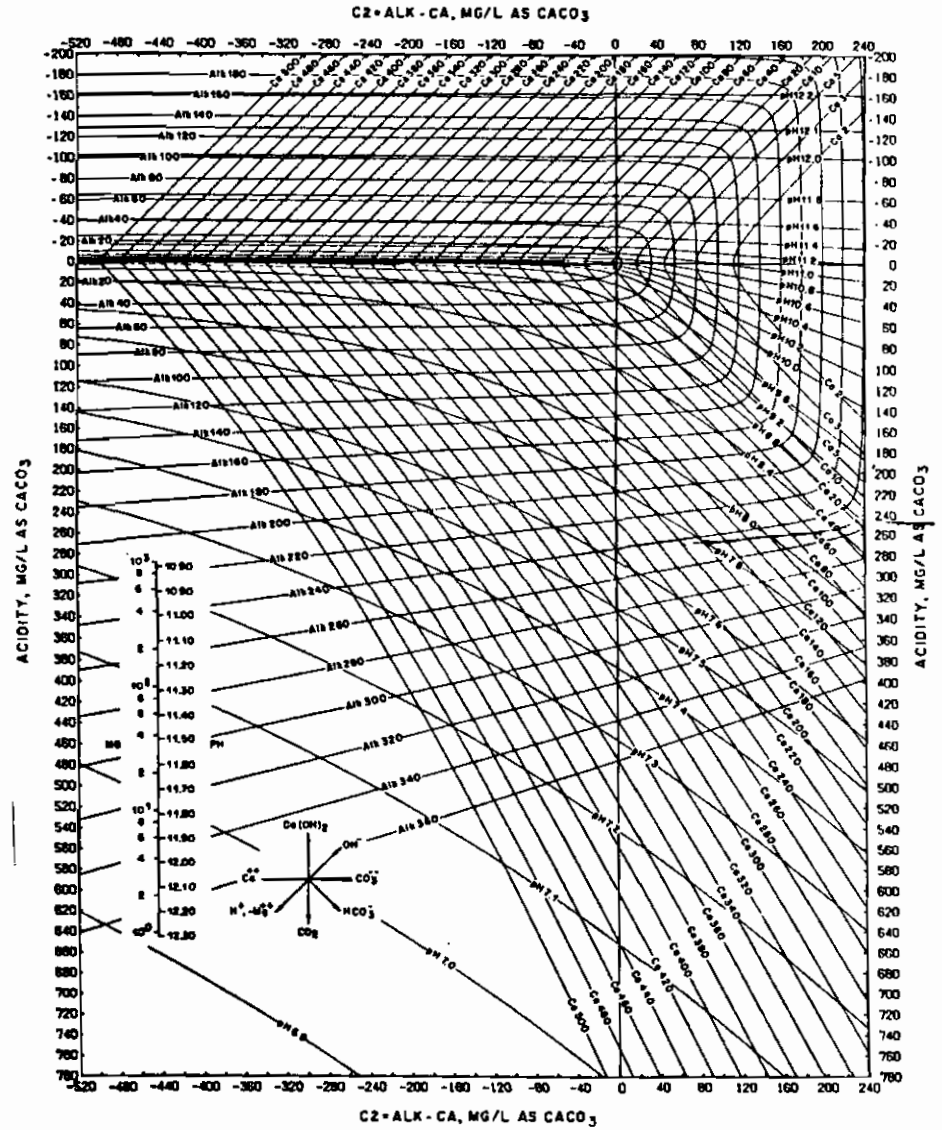
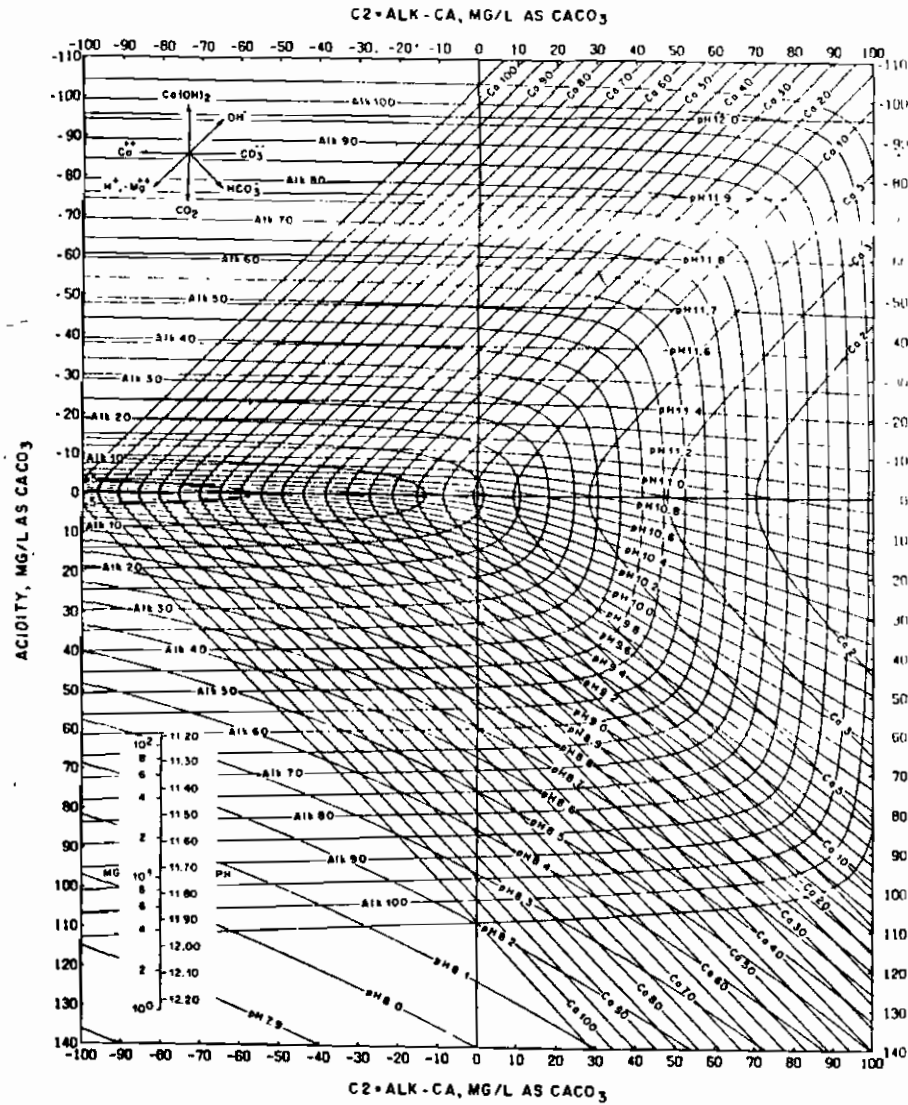


A N N E X E 8.

Température = 5°C
 Matières totales dissoutes = 40 mg/l

Température = 5°C
 Matières totales dissoutes = 400 mg/l

ANNEXE 8. (suite)



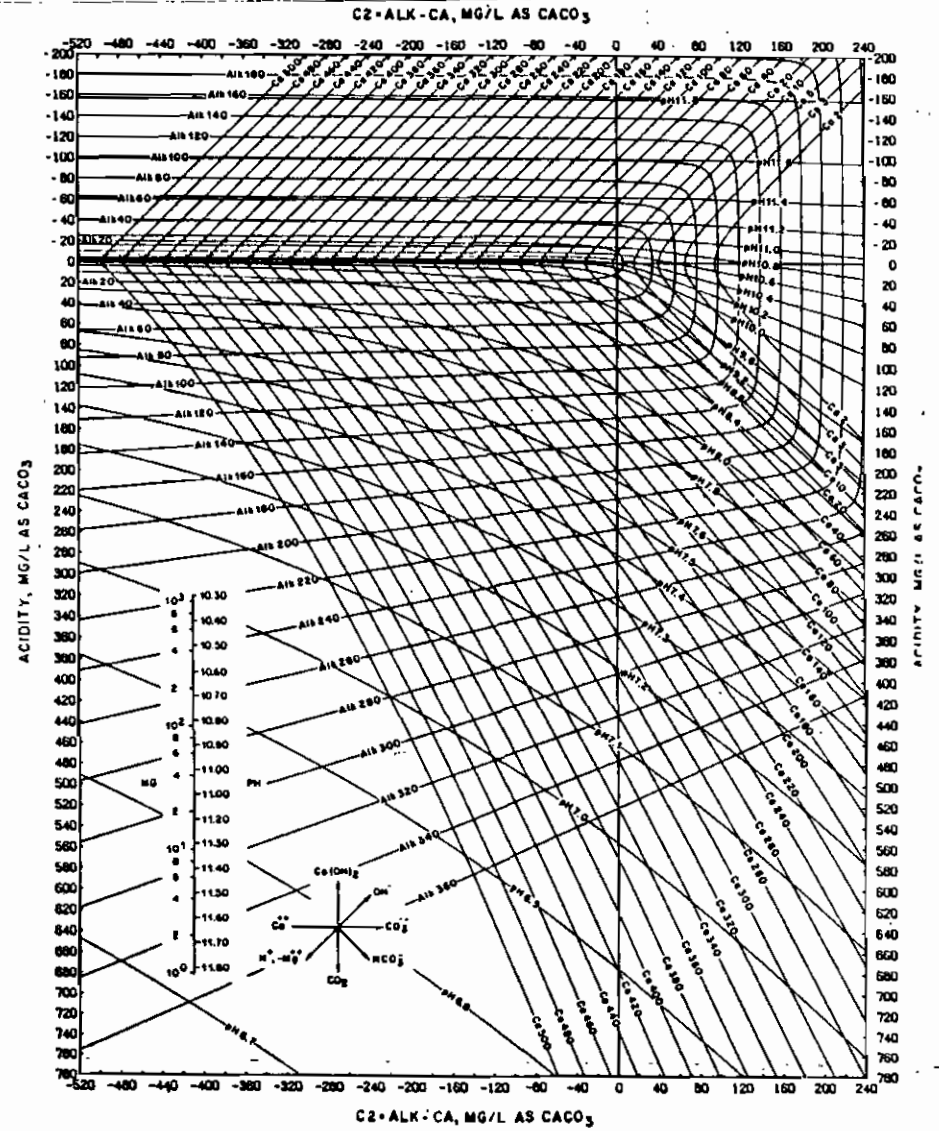
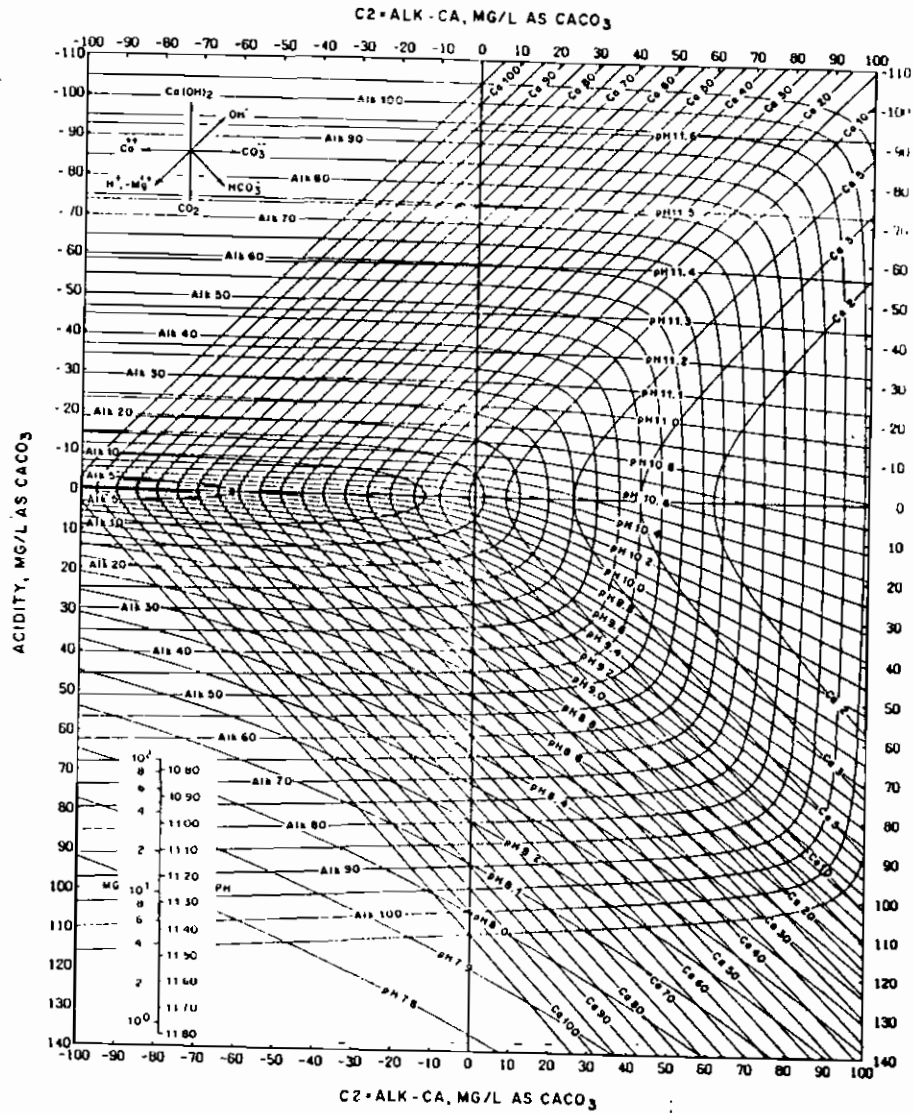
Température = 15°C

Matières totales dissoutes = 40 mg/l

Température = 15°C

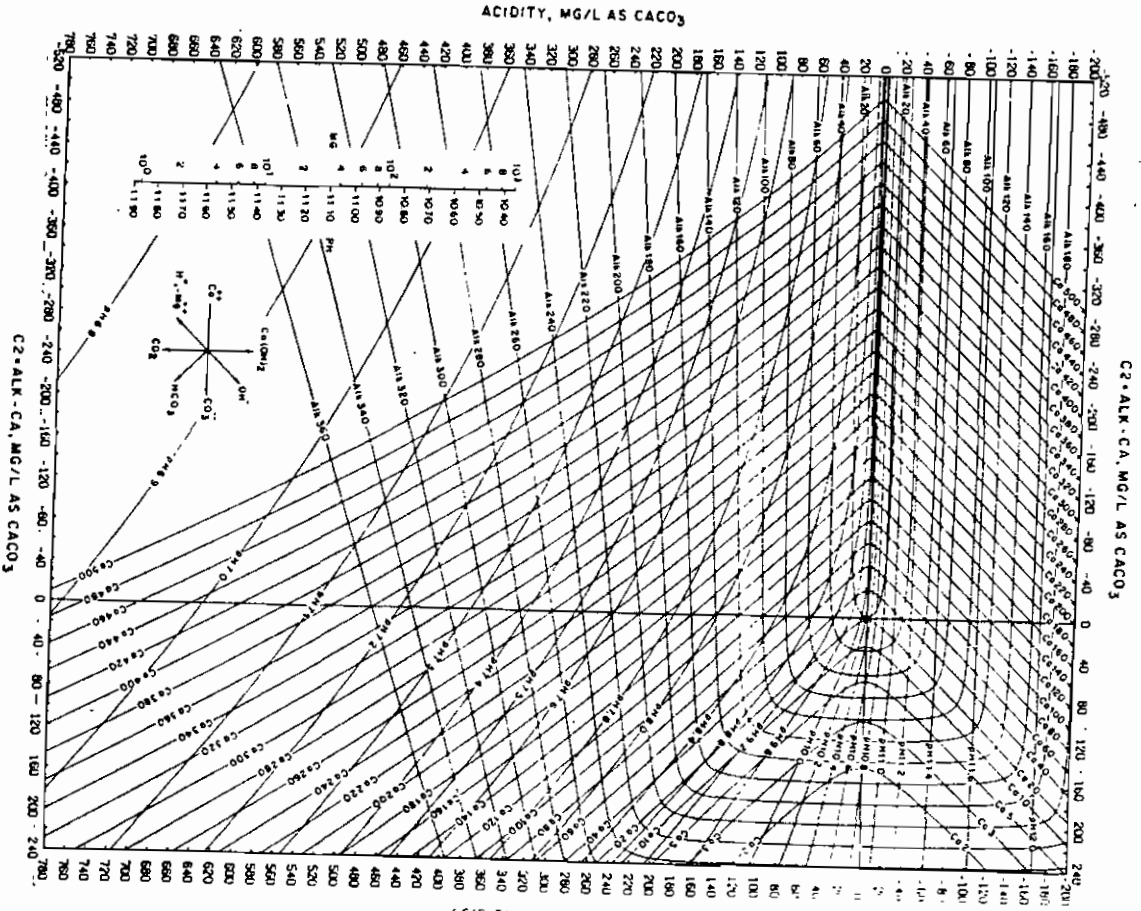
Matières totales dissoutes = 400 mg/l

A N N E X E 8. (suite)

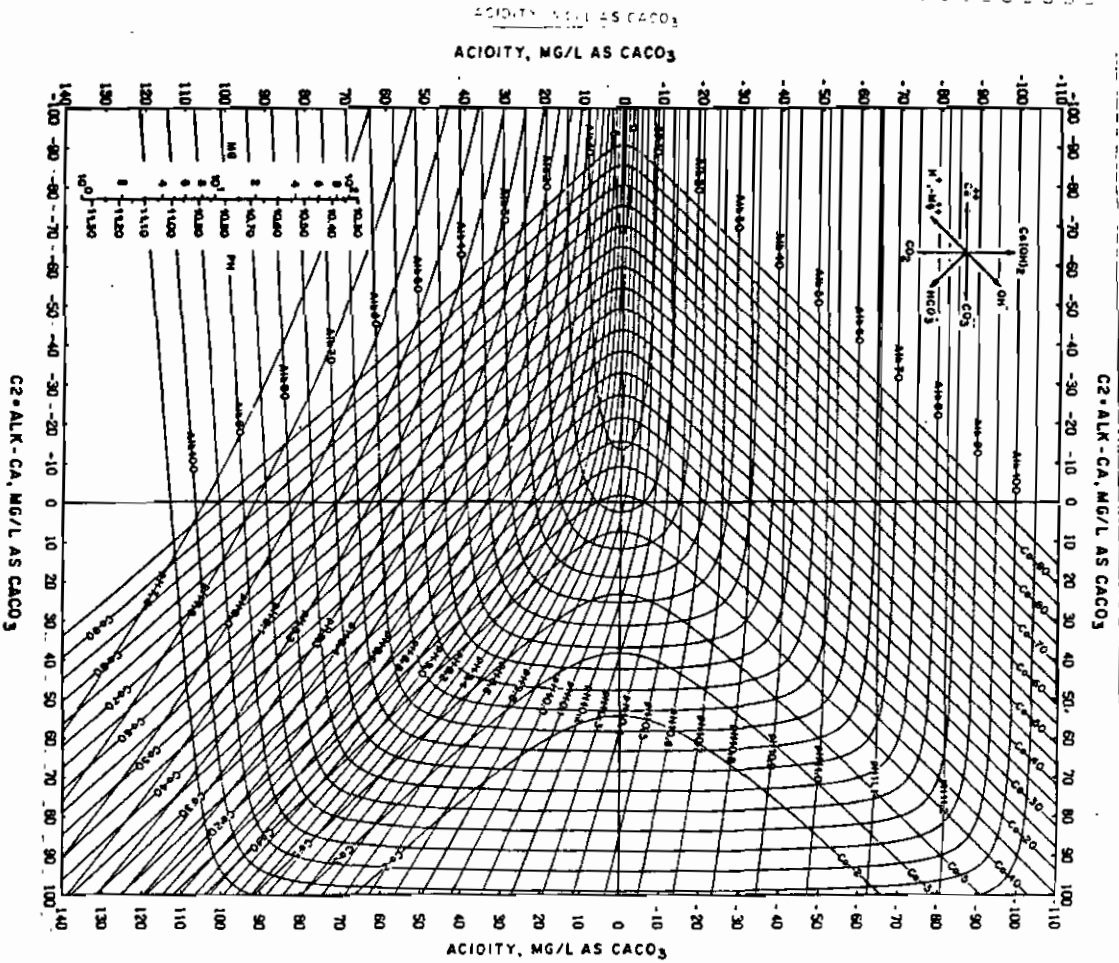


A N N E X E 8. (suite)

Température = 15°C
Matières totales dissoutes = 1200 mg/l



Température = 15°C
Matières totales dissoutes = 40 mg/l



Température = 25°C
 Matières totales dissoutes = 400 mg/l

Température = 25°C
 Matières totales dissoutes = 1200 mg/l

ANNEXE 8. (fin)

