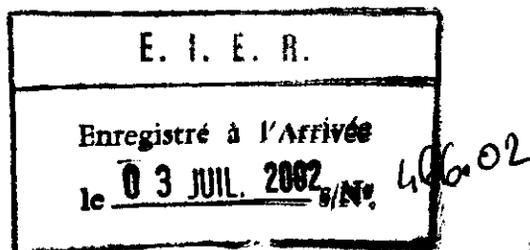


## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES 2002

Présenté par :

KOMI Denise

**Alimentation en eau potable  
de la trame d'accueil du projet ZACA**



MENTION :

Encadrement  
D. ZOUNGRANA

## Remerciements

Au terme de ce travail, nous tenons à remercier :

- ❖ Monsieur Zoungana Denis professeur d'AEP à l'EIER, Monsieur Koubizara Henri chef de projet à l'ONEA pour leur encadrement et leurs conseils ;
- ❖ Tous les chefs de section de l'ONEA ;
- ❖ Les travailleurs de la GTZ en particulier Monsieur Capochichi ;
- ❖ A tous les agents du service de la DDO ;
- ❖ A tous ceux qui de près ou de loin m'ont apporté leur aide pour la réalisation de ce travail ;
- ❖ A tous mes collègues de la 31<sup>ième</sup> promotion pour l'esprit de groupe et de solidarité qui a régné durant les trois années de vie commune.

## **AUTEUR :KOMI DENISE**

Professeurs responsables :Zoungrana Denis

Organisme encadreur :ONEA

### **THEME**

#### ***Alimentation en eau potable de la trame d'accueil du projet ZACA***

#### **RESUME**

Ouaga 2000 fait partie des quartiers périphériques de la capitale caractérisés par une démographie galopante, un exode rural important, une élévation du niveau de vie des habitants. La demande en eau potable de ces quartiers ne cesse d'augmenter.

Dans le cadre de la viabilisation de la zone d'accueil des populations victimes du Projet ZACA, l'ONEA y a mené une étude sommaire pour l'adduction en eau.

La présente étude permettra de dimensionner le réseau d'adduction et de distribution de cette zone :

- Dans le court terme (2003- 2005) par un système avec château métallique de 100m<sup>3</sup> qui sera alimenté par cinq forages ayant chacun au moins un débit de 5 m<sup>3</sup> / h ;
- Dans le moyen et long terme par Ziga par raccordement au grand réseau AEP de Ouaga 2000 tout en créant les conditions de sa bonne intégration.

Cette étude devra permettre également de vérifier son adéquation avec l'étude sommaire déjà faite par l'ONEA.

Pour atteindre ses objectifs, la méthodologie adoptée a été de faire l'état de la situation du projet, de choisir des critères de conception et de planification face à certaines difficultés et enfin de concevoir le système.

Au terme de l'étude nous avons défini un point de raccordement entre le nouveau réseau et l'existant, nous avons à partir d'un plan numérisé de la zone, tracé et dimensionné le réseau à l'aide du logiciel Pipe 2000, nous avons enfin dimensionné et choisi le château et les pompes qui vont équiper les forages.

**Mots clefs** :Ouagadougou, projet Ziga, projet ZACA, Ouaga 2000, quartiers périphériques, zone des promoteurs immobiliers, château d'eau de 100 m<sup>3</sup>, ONEA, réseau AEP, aménagement, critères, forages, intégrer, adéquation, dimensionnement, point de raccordement, planification, conception du système,Pipe 2000.

# SOMMAIRE

Remerciements .....	1
RESUME .....	2
SOMMAIRE.....	3
Sigles et abréviations .....	6
Liste des tableaux .....	7
Liste des figures .....	9
Liste des annexes .....	10
Chapitre I: Introduction .....	11
1- Problématique.....	11
2- Méthodologie .....	11
2-1 Recherche de données sur le projet ZACA .....	11
2-2 Choix d'une citée de référence .....	12
2-3 Recherche des données de la zone du projet .....	12
2-4 Visite de terrain.....	12
2-5 Synthèse bibliographique .....	12
2-6 Conception du réseau.....	13
Chapitre II: Généralités de l'étude.....	14
1- Climat.....	14
2- Population.....	14
3- Extension géographique .....	14
Chapitre III: Présentation de la situation du projet.....	16
1- Présentation de la zone d'étude .....	16
2- Situation actuelle du projet ZACA.....	16
2-1 Secteur d'activité des populations .....	16
2-2 Impact du projet sur les activités .....	17
2-3 Potentialités et contraintes liées au projet. ....	17
2-4 Etat actuel du recensement.....	18
3- Les ressources en eau.....	18
3-1 Situation actuelle de l'approvisionnement en eau de la zone Ouaga 2000 .....	18
3-2 Approvisionnement en eau de la zone à l'horizon du projet Ziga .....	19
Chapitre IV: Critères de conception et de planification .....	21
1- Critères de conception .....	21
1-1 Tracé du réseau.....	21
1-2 Canalisations .....	21

1-3	La pression de l'eau.....	21
1-4	Vitesse dans les conduites .....	21
2-	Critères de planification .....	21
2-1	Moyen et long terme : Ziga.....	21
2-2	Court terme : citée de référence.....	23
Chapitre V:	Conception du système.....	24
Partie A-	Besoins et demandes en eau .....	24
1-	Les divers besoins spécifiques .....	24
1-1	Besoins des usagers domestiques.....	24
1-2	Besoins des services publics.....	25
2-	La demande en eau.....	25
2-1	La demande des réseaux d'alimentation en eau.....	25
2-2	La demande face aux besoins spécifiques.....	26
2-3	Importance des pertes.....	26
Partie B-	Dimensionnement.....	27
1-	Aperçu des futures infrastructures de la zone .....	27
2-	Dimensionnement avec prévision de la demande de la zone d'extension .....	28
2-1	Méthodologie de calcul des besoins en eau journaliers .....	28
2-2	Récapitulatif des besoins en eau sous l'influence de l'accroissement de la population aux alentours de la zone.....	29
2-3	Dimensionnement.....	30
3-	Fonctionnement du réseau à partir du château d'eau de 100 m <sup>3</sup> .....	37
3-1	Evaluations des besoins réels de la zone d'étude.....	37
3-2	Différents besoins de la zone d'étude aux différentes échéances.....	41
3-3	Méthodologie de dimensionnement.....	42
Partie C-	Résultats de dimensionnement.....	42
1-	Cas du moyen et long terme (Ziga) .....	43
1-1	La pression minimale et maximale dans le réseau.....	43
1-2	La vitesse minimale et maximale dans le réseau .....	43
1-3	Représentation graphique des pressions aux différents nœuds en fonction des échéances .....	43
2-	Cas du court terme .....	46
2-1	La pression .....	46
2-2	La vitesse.....	46
2-3	Représentation graphique des pressions des différents nœuds en fonction des échéances .....	46
3-	Commentaire des résultats.....	49

Partie D- Choix des équipements.....	49
1- Recherche de la capacité du réservoir .....	49
1-1 Détermination de la courbe de la consommation en eau durant une journée moyenne.....	49
1-2 Choix du débit d'adduction .....	51
1-3 Calcul de la capacité du réservoir.....	52
2- Choix des pompes .....	54
2-1 Analyse du système aquifère.....	56
2-2 Choix des pompes.....	57
Partie E- Comparaison des résultats .....	58
1- Résultats du dimensionnement de l'ONEA.....	58
1-1 Les conduites .....	59
1-2 Le volume du château d'eau métallique .....	59
2- Comparaison.....	59
Partie F- Coût des installations et prix de vente de l'eau .....	60
1- Estimation du coût du projet .....	60
2- Coût de revient de l'eau en fonction des échéances du projet.....	61
2-1 le court terme (2003- 2005).....	61
2-2 Moyen et long terme .....	63
2-3 La tarification de l'ONEA.....	63
3- Analyse des différents coûts.....	64
Conclusion .....	65
Recommandations .....	65
Bibliographie .....	67

## **Sigles et abréviations**

**AEP** : Alimentation en Eau Potable

**DDO** : Direction Départementale de Ouagadougou

**HMT** : Hauteur Manométrique Totale

**NS** : Niveau Statique

**ND** : Niveau Dynamique

**ZACA** : Zone d'Activités Commerciales et Administratives

**SONATUR** : Société Nationale d'Aménagement des Terrains Urbains

**GTZ** : Deutsche Gesellschaft für Technische Zusammenarbeit (coopération technique allemande)

**AGEIM** : Agence de Maîtrise d'œuvre et Ingénieurs conseil

**EIER** : Ecole Inter Etats de l'Équipement Rural

**INSD** : Institut National de la Statistique et de la démographie

**SDAU** : Schéma Directeur d'Aménagement Urbain

**SP** : Station de Pompage

**PVC** : Polychlorure de Vinyle

**BP** : Branchement Privé

**BF** : Borne Fontaine

**NGB** : Niveau Géographique

**R12** : Réservoir numéro 12

**NPBE** : Niveau des Plus Basses Eaux

**NPHE** : Niveau des Plus Hautes Eaux

## Liste des tableaux

Tableau 1 : Relevé pluviométrique de la ville de Ouagadougou .....	14
Tableau 2: Extension géographique de Ouagadougou .....	15
Tableau 3: Classification des occupants et de leurs activités. ....	16
Tableau 4 : hypothèse haute de la ville de Ouagadougou du projet Ziga .....	22
Tableau 5 : hypothèse haute de la zone des promoteurs .....	22
Tableau 6 : consommations spécifiques des services publics .....	25
Tableau 7 : Aperçu des futures infrastructures de la zone d'étude .....	27
Tableau 8 : Evaluation des besoins réels de la zone d'étude .....	28
Tableau 9 : Récapitulatif des besoins en eau sous l'influence de l'hypothèse haute.....	29
Tableau 10 : Planning de réalisation du réservoir R12 .....	32
Tableau 11 : Caractéristiques du point de raccordement.....	33
Tableau 12 : Récapitulatif des débits dans le réseau aux différentes échéances.....	34
Tableau 13 : Caractéristiques des mailles .....	35
Tableau 14 : Débits unitaires en fonction de la vocation de la parcelle .....	36
Tableau 15 : Situation des consommations en eau par poste, par période et année. ....	38
Tableau 16 : Consommations des édifices publics de la tournée 43 au mois de mars 2002.	39
Tableau 17 : Nombre d'abonnés desservis par la tournée 43 durant les trois dernières années. .....	40
Tableau 18 : Besoins réels de la zone en eau en fonction de l'augmentation des consommations spécifiques.....	41
Tableau 19 : Caractéristiques du château d'eau métallique de 100 m <sup>3</sup> .....	42
Tableau 20 : Récapitulatif des diamètres trouvés .....	42
Tableau 21 : Résultats des extremums de pression avec Ziga.....	43
Tableau 22 : Résultats des extremums de vitesse dans le réseau avec Ziga .....	43
Tableau 23 : extremums de pressions avec le château d'eau de 100 m <sup>3</sup> .....	46
Tableau 24 : extremums de vitesses avec le château d'eau de 100 m <sup>3</sup> .....	46
Tableau 25 : Coefficient horaire de la ville de Ouagadougou et répartition de la consommation au cours d'une journée .....	50
Tableau 26 : Consignes préliminaires d'exploitation des forages .....	52
Tableau 27 : Répartition en pourcentage cumulé des débits et des consommations .....	53
Tableau 28 : Interprétations des sondages électriques et proposition de foration .....	55
Tableau 29 : Caractéristiques du château d'eau métallique .....	57
Tableau 30 : Caractéristiques des cinq forages .....	57
Tableau 31 : Récapitulatif des calculs pour le choix des pompes.....	58

Tableau 32 : Récapitulatif des diamètres trouvés par L'ONEA.....	59
Tableau 33 : Récapitulatif des différentes conduites ceinturant la zone d'étude issues de la présente étude.....	59
Tableau 34 : Devis quantitatif et estimatif du projet.....	60
Tableau 35 : Coût de revient de l'eau en 2003.....	62
Tableau 36 : Coût de revient de l'eau à la mise en marche de Ziga.....	63

## Liste des figures

Figure 1 : Diagramme des pressions du point de raccordement.....	32
Figure 2 : Répartition de la consommation au cours d'une journée.....	51
Figure 3 : courbes cumulatives des débits pompés et des volumes consommés.....	54

## Liste des annexes

Annexe 1 : Termes de référence

Annexe 2 : Notes de calcul du dimensionnement

Annexe 3 : Etudes géophysiques

Annexe 4 : Fiches de foration des forages positifs

Annexe 5 : Plan du local de l'unité de traitement

Annexe 6 : Détail du calcul du coût du projet

Annexe 7: Schéma des adducteurs et implantation des réservoirs

# Chapitre I: Introduction

## 1- Problématique

Le projet ZACA « zone d'activités commerciales et administratives » a pour objet d'améliorer le cadre de vie urbaine pour les activités et les habitants.

Il se propose de répondre harmonieusement aux nouveaux besoins de la ville et de rendre meilleurs les conditions de vie urbaines à Ouagadougou. Ce projet se réalisera par phases. Il se fera dans le cadre d'un plan d'aménagement d'ensemble en associant les propriétaires et les ayants droit du site.

La ZACA qui fait l'objet d'extension totalise une superficie de 85 ha et concerne 68 îlots pour un total de 1026 parcelles.

La contrainte majeure du projet est liée au déguerpissement des populations résidentes actuelles. Une trame d'accueil du nom de « zone des promoteurs immobiliers » fut choisie à Ouaga 2000 et devrait être viabilisée assez rapidement. C'est dans ce cadre que l'ONEA a réalisé une étude sommaire pour la mise en place d'un réseau AEP. Après cette étude sommaire l'ONEA souhaiterait avoir une étude complète du réseau qui prend en compte le projet Ziga.

Ce réseau AEP dans un premier temps doit avoir un fonctionnement distributif à partir d'un château d'eau de 100m<sup>3</sup> qui sera alimenté par cinq forages qui sont en cours d'exécution ;

## 2- Méthodologie

Conformément aux termes de référence, (confère annexe 1), à la tension suscitée par le projet ZACA, aux études existantes (dimensionnement sommaire), nous avons adopté la démarche suivante pour la recherche des données.

### 2-1 Recherche de données sur le projet ZACA

*1<sup>ère</sup> méthode*

La recherche de données a été effectuée auprès de la direction du projet ZACA. Elle nous a conduit tour à tour à la SONATUR, au bureau d'études BEST BATI, à la direction de la construction du ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

Les données recueillies sont essentiellement :

- ❖ L'aperçu des futures infrastructures de la zone des promoteurs ;
- ❖ L'état de recensement des populations propriétaires de la zone couverte par le projet ZACA ;
- ❖ Les différents plans d'aménagements des zones environnantes à la zone d'étude ;

- ❖ Le fond topo de la zone des promoteurs immobiliers.

## **2-2 Choix d'une citée de référence**

Le choix d'une citée de référence s'est imposé par le manque de données sur la population des futurs occupants. Notre choix s'est porté sur la cité 1200 logements car elle a la même vocation que la zone d'étude.

La recherche de données a été effectuée auprès de l'agence ONEA située au 1200 logements, à la direction départementale de Ouagadougou.

Les données recueillies sont essentiellement :

- ❖ Les consommations en eau des trois dernières années ;
- ❖ Le plan de la tournée de la zone ;
- ❖ Les consommations des édifices publics de la zone couverte par la tournée.

## **2-3 Recherche des données de la zone du projet**

La recherche de données a été effectuée auprès de la direction départementale de Ouagadougou(DDO), de la direction générale de l'ONEA ; Du bureau d'études AGEIM, du projet GTZ de l'ONEA.

Les données recueillies sont :

- ❖ Les données sur le projet ZIGA ;
- ❖ Les résultats de l'étude sommaire fait par L'ONEA ;
- ❖ Les données sur l'hydrogéologie et hydrologie ;
- ❖ Les cahiers des prescriptions techniques de L'ONEA ;
- ❖ les plans de tournées du réseau de Ouaga 2000 ;
- ❖ La situation de l'approvisionnement en eau de la zone ;
- ❖ Le support numérique de la zone d'étude ;
- ❖ L'appareil de mesure de la pression.

## **2-4 Visite de terrain**

Le déplacement sur le site a permis de faire l'état des lieux, de placer le capteur de pression sur le réseau au niveau du point de prise, de repérer les sites des forages positifs.

## **2-5 Synthèse bibliographique**

La recherche documentaire qui nous a conduit à la direction de la statistique et de la démographie (INSD), à la bibliothèque de l'EIER, au service de la météo nous a permis de recueillir les données sur :

- ❖ La statistique et la démographie de la population de Ouagadougou ;
- ❖ La pluviométrie de Ouagadougou.

## 2-6 Conception du réseau

Pour le dimensionnement du réseau, nous avons utilisé le logiciel « Pipe 2000 » qui est un logiciel de dimensionnement et de simulation des réseaux AEP. Ce logiciel a été mis à notre disposition par l'ONEA et dont l'encadrement a été fait par la GTZ qui est en partenariat avec l'ONEA.

## Chapitre II: Généralités de l'étude

### 1- Climat

Ouagadougou est situé dans la zone soudano sahélienne qui occupe la majeure partie de la superficie du pays. Cette zone est caractérisée par une saison des pluies qui s'étale de juin en octobre et une saison sèche de novembre en mai. Plus de 70% des précipitations sont concentrées sur le mois de juillet août et septembre. Les précipitations sont variables et connaissent une très grande irrégularité.

La pluviométrie moyenne calculée sur ces onze dernières années à la station de Ouaga Aéroport est de 720 mm. Les valeurs extrêmes enregistrées durant cette période sont de 900mm et 587.8 mm. On note une forte variation inter annuelle et une diminution constante de la pluviométrie. En effet depuis le début des années 70, le déficit pluviométrique s'accroît de plus en plus. Le tableau suivant donne un aperçu de la pluviométrie annuelle des neuf dernières années.

Année	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
Pluviométrie (mm)	750,6	727,8	700,2	677,4	587,8	668,3	800,2	594,1	621,8

Tableau 1 : Relevé pluviométrique de la ville de Ouagadougou

### 2- Population

A l'instar des grandes villes africaines, Ouagadougou connaît une forte expansion démographique due essentiellement à l'exode rural. La population concernée par ce phénomène représente une part considérable des habitants de la ville.

Les nouveaux arrivants s'installent principalement dans les quartiers périphériques.

Au terme de l'enquête économique récente, et avec un taux de croissance annuelle de 5% la population de Ouagadougou a été estimée à plus de 1 million d'habitants en 2001.

### 3- Extension géographique

L'évolution spatiale de Ouagadougou est remarquable : En 1960, la ville comptait 2000 hectares, en 1984 la zone d'action du schéma directeur d'aménagement et d'urbanisme (SDAU) concernait 10565 hectares. A partir de 1985, le scénario d'extension de la ville proposé par le SDAU, sur la base de densité brute moyenne en zones constructibles de 65 hbt / ha est répertorié dans le **tableau 2**

Année	1961	1975	1980	1985	1990	1996	1998	2000	2005	2010
Surface occupée (ha)	2000	6000	12500	15500	18000	21000	22500	25000	30000	40500

**Tableau 2: Extension géographique de Ouagadougou**

On constate aujourd'hui que ce scénario est dépassé et le rythme d'extension est plus rapide que ce qui était prévu. Actuellement les limites de la ville dépassent le cadre du périmètre urbain prévu pour l'année 2000

# Chapitre III: Présentation de la situation du projet

## 1- Présentation de la zone d'étude

Ouaga 2000 est situé au sud de la ville de Ouagadougou. Il est limité au nord par le quartier de la patte d'oie (secteur 15) au sud par l'avenue Pascal Zagré, à l'est par la route nationale RN5 (route de PO), et à l'ouest par la route nationale RN6 (route de Léo).

Ouaga 2000 comporte une zone résidentielle d'accueil dans sa partie sud. Le reste du site est subdivisé en zones A, B, C loties et la zone des « promoteurs immobiliers » notre zone d'étude qui est située au nord est de Ouaga 2000 et est en plein aménagement.

La zone des promoteurs immobiliers est limitée à l'est par le second marigot situé sur la RN5 avant le poste de police, à l'ouest par le premier marigot(exutoire du canal de la zone C), au nord par la RN5 et au sud par une partie de la zone A et des terrains non encore aménagés.

## 2- Situation actuelle du projet ZACA

### 2-1 Secteur d'activité des populations

La classification qui suit a été faite sur la base des entretiens que nous avons eu d'une part avec les personnes ressources que nous avons rencontrées et d'autre part avec nos amis autochtones.

Type d'occupant	Activités
Sénégalais (locataires)	Couturiers, bijoutiers et petits commerces
Haoussa (Propriétaires ou locataires)	Commerce générale et petits métiers
Yoruba (locataires)	Commerce général
Ghanéen (locataires)	Coiffure et prostitution
Togolais (locataires)	Services dans les bars et prostitution
Burkinabè (locataires ou propriétaires)	Petits métiers, petits commerces, gestion de bar et de Maquis

Tableau 3: Classification des occupants en fonction de leurs activités.

## **2-2 Impact du projet sur les activités**

La vocation du projet de faire de la zone une zone d'activité commerciale et administrative déterminera le type d'activité à mener et les conditions d'exercice de ces activités.

La confrontation des activités menées actuellement dans la zone et de la vocation dévolue à la zone nous amène à citer les caractéristiques principales de certaines activités que nous avons identifiées et qui sont amenées à disparaître :

- ❖ Les activités qui utilisent des hangars comme local et ou qui se pratiquent à l'air libre.
- ❖ Les activités artisanales qui ne peuvent être rentabilisées du fait du coût d'exploitation (frais d'abonnement ONEA eau potable et eaux usées, frais de location, frais d'électricité, taxes etc...)
- ❖ Les activités salissantes

## **2-3 Potentialités et contraintes liées au projet.**

La première potentialité de la zone réside dans sa position. En effet la zone est située au centre ville et subit l'influence dynamique du marché Rood woko.

La deuxième potentialité provient de l'insalubrité qui prévaut dans la zone. En effet la situation sanitaire montre que les trois premières maladies qui font l'objet de consultation sont des maladies d'insalubrités. Il faut noter que les caniveaux sont transformés en lieu de dépôt des déchets solides et de déversoirs des eaux usées domestiques. Une enquête beaucoup plus poussée nous aurait renseignés sur le volume d'eaux usées et de déchets solides produits, malheureusement le climat social ne s'y prêtait pas.

Cette insalubrité a atteint un degré qui ne peut laisser indifférent les décideurs. Ce qui justifie l'opportunité mieux l'impérieuse nécessité d'un aménagement.

La contrainte majeure du projet est liée au déguerpissement des populations résidentes actuelles. Le déguerpissement se justifie par le fait que le niveau de vie de ces populations ne leur permet pas supporter le coût de la vie dans la zone après aménagement.

Une étude économique plus poussée nous aurait permis d'évaluer les revenus moyens et les coûts additionnels pour les populations désireuses de rester ; donc d'évaluer les prédispositions et les capacités de ces populations à faire face, à s'adapter aux changements à venir dans la zone en particulier celui du type de l'assainissement eaux usées. Nous nous sommes malheureusement contenté d'une analyse basée sur les activités rémunératrices observées lors de notre inventaire pour les évoquées plus haut.

Nous pouvons sans grand risque de nous tromper affirmer au vu de notre inventaire que les activités rémunératrices des populations si elles ne sont pas modernisées ne peuvent pas leur permettre de dégager une marge nette en vue :

- ❖ De faire face aux frais d'abonnement et d'exploitation des réseaux divers obligatoires en particulier les réseaux de l'ONEA
- ❖ De réaliser des investissements pour satisfaire aux normes qui seront définies pour la zone après aménagement, car pour la grande majorité, le type d'habitat et le cadre du bâti n'est pas compatible avec la vocation dévolue à la zone.

#### **2-4 Etat actuel du recensement**

Le départ de la population a suscité la création de plusieurs mouvements pour s'opposer à l'exécution de ce projet.

Actuellement le projet est à sa phase de recensement et évaluation des parcelles.

Ainsi à la date du 16-04-02, le bureau d'études chargé du recensement « Best Bâti » avait un état qui se présente comme suit :

total des parcelles concernées par le projet 1048 dont :

- ❖ 388 propriétaires sont d'accord pour céder leurs parcelles au projet ;
- ❖ 275 propriétaires sont prêts à respecter le cahier de charges qui leur permet de rester bien que leur terrain actuel puisse être classé comme site d'utilité publique par le nouvel aménagement ;
- ❖ 198 propriétaires sont toujours indécis ;
- ❖ 187 dossiers ont été déposés par les banques et concernent les parcelles qui ont été hypothéquées.

Il faudra noter que cet état ne précise pas si oui ou non les 388 partants iront à la trame d'accueil car selon le directeur de Best Bâti, la plupart de ces propriétaires ne résident pas dans la zone du projet et beaucoup de parcelles appartiennent à plusieurs héritiers à la fois.

### **3- Les ressources en eau.**

#### **3-1 Situation actuelle de l'approvisionnement en eau de la zone Ouaga 2000**

Actuellement, l'usine de traitement de Paspanga alimente totalement en eau traitée la plupart des réservoirs de Ouagadougou à l'exception des réservoirs R1, R2 et R11 qui sont alimentés à partir de forages (Nioko 1 et 2 et Pissy 1).

La zone de Ouaga 2000 est alimentée par le réservoir R12 qui à son tour est alimenté par les réservoirs R6 et R9 de Cissin à l'aide d'une station de relevage. Les R6 et R9 sont alimentés à leur tour, et par la station de Paspanga et par le réservoir de Kamsonghin le R10 par une autre station de relevage.

Les mois de mars, avril et mai étant des mois de pointe le château d'eau de Ouaga 2000, le R12 qui a une capacité de 500m<sup>3</sup> reste presque toujours vide car les besoins réels de sa

zone d'influence (Ouaga 2000 et cité Songtaaba) sont de 2000m<sup>3</sup>/j tandis que le volume délivré par jour varie entre 1200 et 1300m<sup>3</sup> par jour.

Le refoulement d'eau dans le R12 à partir des châteaux d'eau de Cissin s'effectue entre 17h à 22h qui se manifeste par la fermeture de la vanne au niveau du R12 pour pouvoir rehausser le niveau de l'eau dans le château.

La zone d'étude qui est la zone des « promoteurs immobiliers » n'est pas soumise à ce régime car ne possède aucun réseau.

### **3-2 Approvisionnement en eau de la zone à l'horizon du projet Ziga**

#### **3-2-1. Présentation du projet Ziga**

Ouagadougou, capitale du Burkina Faso, est la ville la plus importante du pays.

La population était de 775 000 en 1994, 1 027 000 en 2000 et est estimée actuellement à 1 132 267 avec un taux d'accroissement annuel de 5%. La superficie de la ville est de plus de 20000 hectares avec une densité moyenne de 38 habitants à l'hectare.

L'alimentation en eau de la ville est actuellement assurée par des forages peu profonds et des retenues de barrages : barrage en ville des années 50 dont l'eau est très polluée et barrage de Loumbila à 10 km au nord de la ville.

Les ressources actuelles de l'ordre de 16600000 m<sup>3</sup> d'eau brute en année normale peuvent se réduire à 10 000 000m<sup>3</sup> en année sèche.

Ces volumes fournis sont insuffisants pour satisfaire la demande sans cesse croissante.

De nombreuses et longues études de faisabilité ont montré que la seule solution, permettant de résoudre le problème pour plusieurs décennies était de recourir à la principale rivière du pays, le Nakambé dont un point de passage rapproché se situe à une quarantaine de kilomètres au nord est de Ouagadougou Ziga d'où le nom du projet Ziga dont nous exploiterons les données pour notre présente étude.

Ce projet comprend les éléments suivant :

- ❖ Barrage sur le Nakambé à Ziga ;
- ❖ Station de pompage d'eau brute et conduite d'eau traitée à Boudtenga ;
- ❖ Réseau d'adduction ;
- ❖ Station de pompage SP3 et centre de contrôle ;
- ❖ Réseau de distribution primaire avec stations de reprise et châteaux d'eau ;
- ❖ Réseaux secondaires, tertiaires et branchements.

L'alimentation en eau potable est freinée du fait de la précarité des ressources actuelles, celle ci est actuellement assurée à partir de l'usine de traitement de Paspanga.

D'une capacité nominale de 1600m<sup>3</sup>/h, cette usine située au cœur de la ville est en fait constituée de trois unités de traitement de marques et d'âges différents entraînant d'importants problèmes de maintenance.

L'eau traitée est acheminée dans une dizaine de réservoirs souvent trop bas et de là, distribuée dans des conditions précaires de débit et pression.

Le projet Ziga assurera à terme les besoins en eau complémentaire de la ville de Ouagadougou.

### *3-2-2. Mise en marche du projet Ziga*

Avec la mise en marche du projet Ziga, des conduites ceintureront la ville de Ouagadougou formant le réseau de distribution primaire du projet Ziga. En effet pour le refoulement sud qui alimentera Ouaga 2000 et toute la partie sud de la ville, nous avons deux conduites diamètre 600 mm en parallèle qui se dirigent vers le réservoir R12 (RD) longeant Ouaga 2000 sur une distance de 2712 m.

# Chapitre IV: Critères de conception et de planification

## 1- Critères de conception

### 1-1 Tracé du réseau

Dans un souci de souplesse dans la gestion du réseau, nous avons opté pour la conception d'un réseau maillé.

### 1-2 Canalisations

La génératrice supérieure des conduites à poser devra être de moins de 0.8m en dessous du niveau de la chaussée ou du terrain naturel. Il faudra prévoir des vannes de sectionnement tous les 500m pour permettre de faire des réparations en cas de fuite sans gêner plusieurs clients. Les canalisations seront en PVC avec un  $KS=120$

### 1-3 La pression de l'eau

On essaiera dans la mesure du possible de respecter la pression minimum de l'eau en service normal à la prise, au moins égale à  $1\text{kg/cm}^2$  (1 bar) au-dessus du sol sauf dans les zones où la structure du réseau ne le permet pas.

### 1-4 Vitesse dans les conduites

On essaiera dans la mesure du possible de respecter une vitesse comprise entre 0.3m/s et 1.5m/s dans les canalisations ceci pour éviter les dépôts et les corrosions.

## 2- Critères de planification

### 2-1 Moyen et long terme : Ziga

Pour faire face aux différents aménagements du plan stratégique d'aménagement de la zone de Ouaga 2000, en particulier des espaces non aménagés qui ceignent la zone, nous utiliserons l'hypothèse haute du projet Ziga qui stipule que pour les prévisions de la demande à l'horizon du projet (2010), la consommation moyenne doit être prise par jour et par habitant égale à 79 litres.

2-1-1. Hypothèse haute du projet Ziga pour la ville de Ouagadougou

Rubriques	Unités	Enquêtes 1994	Hypothèses de développement		
			2000	2005	2010
Population	Habitants	775000	1 027 000	1 301 000	1 660 000
Taux de croissance démographique	%	5.8	4.92	4.96	5.1
Consommation moyenne	L/hab/jour	39.90	51.20	66.30	79.00
Taux de branchement domestique	%	23.9	26.4	43.	55.9
Consommation domestique annuelle	M3/an	11 293 300	19 313 400	31 838 400	48 682 400

**Tableau 4 : hypothèse haute de la ville de Ouagadougou du projet Ziga**

2-1-2. Hypothèse haute appliquée à la zone d'étude

Rubriques	Unités	Enquêtes 2002	Hypothèses de développement		
			2005	2010	2015
Population	Habitants	13008	15763	20080	25750
Taux de croissance démographique	%	4.92	4.96	5.1	-
Consommation moyenne	L/hab/jour	51.2	66.3	79	-
Taux de branchement domestique	%	26.40	43	55.9	-
Consommation domestique annuelle	M3/an	243094	381461	579007	-

**Tableau 5 : hypothèse haute de la zone des promoteurs**

## **2-2 Court terme : citée de référence**

Le démarrage du projet avec l'alimentation du réservoir métallique par les cinq forages est prévu pour 2003 pour se terminer avec la mise en marche du projet Ziga que nous prévoyons pour 2005.

Le choix d'une citée de référence s'est imposé face au manque de données sur les futurs occupants.

Notre choix s'est porté sur la cité 1200 logements car celle ci a le même standing que celui qu'on veut donner à la zone des promoteurs immobiliers. Cette cité est desservie en eau par la tournée 43 qui couvre actuellement 1290 abonnés.

Une recherche de la consommation en eau de la zone des trois dernières années a été effectuée auprès de l'agence ONEA située au sein des 1200 logements pour le calcul de la consommation spécifique des ménages.

# Chapitre V: Conception du système

## Partie A- Besoins et demandes en eau

On distinguera :

- ❖ Le besoin unitaire au niveau d'un usage particulier, qui est la quantité d'eau pour une certaine utilisation.
- ❖ Le besoin global par jour pour un usager qui est la somme des besoins unitaires résultant de l'utilisation qu'il a fait de l'eau.
- ❖ La demande qui est la quantité d'eau à prélever dans le milieu naturel à chaque instant pour faire face à la couverture des différents besoins compte tenu des pertes du prélèvement à l'utilisation

### 1- Les divers besoins spécifiques

L'évaluation des besoins élémentaires ou unitaires est délicate car elle dépend de la façon dont on se sert de l'eau.

Elle peut dépendre aussi du matériel employé.

L'évaluation peut inclure un certain gaspillage dû à un mauvais réglage de la machine ou à une mauvaise technique de l'utilisateur.

#### 1-1 Besoins des usagers domestiques

Dans les familles africaines en général, les différents usages de l'eau dans la maison et hors gaspillage sont :

Chasse d'eau : WC : 8 à 10l/usage

Lavabo : 10l/usage

Douche : 25l/ usage

Vaisselle : 20l/ usage

Linge : 100l/ usage

Arrosage du jardin plus lavage voiture : 200l/ usage

Nous prendrons comme besoin total journalier par individu égal à 79l qui est une donnée du projet Ziga à l'horizon 2010.

## 1-2 Besoins des services publics

Usagers	Nombre de personnes par service	Consommation (théorique)
Ecoles	Garderies :90	5-10l / jour / élève
	Primaires :300	
	Secondaires :350	
Hôpitaux	Santé 1 :20	200 l / jour / lit
	Santé 2 :50 lits	
Bâtiments publics		5-10 l / jour / employé
Arrosage jardin		2 à 5 / jour/m2
Stations d'essence	20 voitures	200 / lavage
Marché(BF)	0.5l/s	21.6 m3 / j (12h)

**Tableau 6 : consommations spécifiques des services publics**

Un important besoin à couvrir est celui de la lutte contre l'incendie pour laquelle il faut prévoir au droit de chaque « poteau d'incendie » un débit permettant de fournir 60m<sup>3</sup>/h pendant 2 heures avec une pression de un bar.

L'ONEA inclut les besoins de la lutte contre l'incendie dans les pertes qui sont de l'ordre de 16% car le rendement du réseau est estimé à 84%.

## 2- La demande en eau

La demande en eau est la quantité d'eau qu'il faut mobiliser au niveau de la ressource pour faire face au besoin quantitatif.

Il faudra noter que entre demande et besoins, s'intercalent les pertes de transfert et le gaspillage éventuel pour couvrir les besoins.

### 2-1 La demande des réseaux d'alimentation en eau

On considéra la demande en eau comme la quantité qu'il faut prélever dans le réservoir pour l'amener à l'utilisateur après traitement éventuel pour faire face à ses besoins.

Suivant l'intervalle de temps pris en compte, on aura une demande annuelle, mensuelle ou hebdomadaire, quotidienne ou horaire.

Elle devra couvrir les besoins purement domestiques, les besoins municipaux collectifs ou industriels actuels ou futurs.

## **2-2 La demande face aux besoins spécifiques**

La demande d'un réseau à l'aval du réservoir sur une période d'une journée au moins, est égale aux besoins spécifiques des différents usagers corrigés des diverses pertes.

En général, pour faciliter, les comparaisons d'une année à l'autre, on rapporte la demande au nombre d'habitants ce qui réduit les distorsions dues à l'augmentation des abonnés desservis.

La consommation domestique est rapportée au nombre d'habitants et la consommation industrielle au nombre d'emplois.

La consommation municipale collective est exprimée en pourcentage des deux consommations précédentes considérées comme des consommateurs direct.

Dans ce projet, chaque parcelle est supposée contenir un ménage qui regroupe en moyenne 6.5 habitants selon l'analyse des résultats du recensement général de la population et de l'habitat en 1996 fait par l'INSD (institut National de la statistique et de la démographie).

Pour une raison de sécurité nous prendrons 8 personnes par ménage c'est à dire par abonné.

## **2-3 Importance des pertes**

L'ensemble des fuites sur les adductions et le réseau varie suivant le type de tuyaux, leur vétusté, la nature du terrain et la qualité de l'entretien.

Les pertes chez l'abonné correspondent aux fuites du réseau interne et aux fuites des points de distribution. Elles dépendent de l'entretien et de la nature du matériel et de sa vétusté.

Le rendement du réseau de la ville de Ouagadougou est estimé à 84 % et l'objectif de l'ONEA est d'avoir un rendement qui varie entre 84% et 90%.

## Partie B- Dimensionnement

### 1- Aperçu des futures infrastructures de la zone

Rubriques	Unités	Quantités
Population		
<b>1- Branchement privé</b>		
Parcelles de 600m2	unité	609
Parcelles de 312m2	unité	1017
Total		<b>1626</b>
<b>2- Equipements collectifs</b>		
Espaces verts	unité	9
Lieux de culte	unité	3
Marché	unité	1
garderies	unité	2
Ecoles primaires	unité	3
Cinéma	unité	1
Santé	unité	2
Station service	unité	2
Sport	unité	2
Lieu sacré	unité	1
Réserve foncière	unité	3
Enseignement secondaire	unité	1
Aire de jeu	unité	1
Centre des malvoyants	unité	1
Orcades	unité	1

Tableau 7 : Aperçu des futures infrastructures de la zone d'étude

## 2- Dimensionnement avec prévision de la demande de la zone d'extension

Pour la prévision de la demande future, nous allons utiliser les données du projet Ziga qui est un projet de grande envergure dont les données sont fiables. Aussi ce projet est en cours de réalisation.

### 2-1 Méthodologie de calcul des besoins en eau journaliers

A l'échéance du projet qui est pour l'horizon 2010, la consommation moyenne prévue par jour et par habitant sera de 79 l. La population passe de 13008 en 2002 à 20080 sous l'influence de l'hypothèse haute. Cette augmentation de la population se passe en dehors de la zone d'étude car celle de la zone est constante.

Le tableau suivant donne les détails de calcul des besoins en eau à l'horizon du projet.

Rubriques	Unités par infrastructure	Quantité	Consommation spécifique (l/j)	Consommation journalière (m3/j)
<b>1-Population(BP)</b>	<b>1626</b>	8	79	<b>1027,632</b>
<b>2- Equipements collectifs</b>				
Espaces verts(m2)		38702	4	154,808
Lieux de cultes(BP)	8	3	79	1,896
Marché (BF)		1	21600	21,6
Garderie	90	2	5	0,9
Ecoles primaires (élèves)	300	3	5	4,5
Cinéma(BP)	8	1	79	0,632
Santé (lit)	30	1	200	6
Santé 2(lits)	50	1	200	10
Sport(BP)	8	2	79	1,264
Enseignement secondaire (élèves)	350	1	5	1,75
Aire de jeu(BP)	8	1	79	0,632
Centre des malvoyants pensionnaires	50	1	200	10
Orcade(BP)	8	1	79	0,632
Station service (voitures)	20	2	200	8
<b>Total équipements collectifs</b>				<b>222,614</b>
<b>Total général</b>				<b>1250,246</b>

Tableau 8 : Evaluation des besoins réels de la zone d'étude

**2-2 Récapitulatif des besoins en eau sous l'influence de l'accroissement de la population aux alentours de la zone**

Rubriques	2001	2005	2010	consommation réelle de la zone du projet en 2010
Population	13008	15763	20080	13008
<b>1-Branchement privé</b>				
nombre de branchement	1626	1970	2510	1626
ratio/nombre de branchement				
consommation spécifique (l/j)	61	66	79	79
<b>consommation journalière (m3)</b>	<b>793,488</b>	<b>1040,358</b>	<b>1586,32</b>	<b>1027,632</b>
taux de couverture	100%	100%	100%	100%
<b>2-Equipements collectifs</b>				
Espaces verts	154,808	154,808	154,808	154,808
Lieux de culte	1,896	1,896	1,896	1,896
Marché	21,6	21,6	21,6	21,6
Garderies	0,9	0,9	0,9	0,9
Ecoles primaires	4,5	4,5	4,5	4,5
Cinéma	0,632	0,632	0,632	0,632
Santé	16	16	16	16
Sport	1,264	1,264	1,264	1,264
Enseignement secondaire	1,75	1,75	1,75	1,75
Aire de jeu	0,632	0,632	0,632	0,632
Centre des malvoyants	10	10	10	10
Orcade	0,632	0,632	0,632	0,632
Station d'essence	8	8	8	8
<b>Consommation publique totale</b>	<b>222,614</b>	<b>222,614</b>	<b>222,614</b>	<b>222,614</b>
<b>Consommation totale</b>	<b>1016,102</b>	<b>1262,972</b>	<b>1808,934</b>	<b>1250,246</b>

**Tableau 9 : Récapitulatif des besoins en eau sous l'influence de l'hypothèse haute**

## 2-3 Dimensionnement

Le réseau de distribution sera dimensionné en fonction de la demande future horizon du projet qui est 2010.

La demande supplémentaire est :  $1808.934 - 1250.246 = 558.688m^3 / j$ .

Ce surplus sera délivré au niveau des nœuds situés sur les conduites qui se trouvent sur la périphérie de la zone d'étude. Ce réseau à dimensionner sera alimenté en eau à partir de 2005 par raccordement au réseau existant de la zone d'où la nécessité de chercher la pression du point de raccordement.

### 2-3-1. Recherche du point de raccordement

Le réseau à créer devant s'intégrer sans poser beaucoup de problèmes au réseau futur de Ouaga 2000, une analyse du réseau existant s'est avérée primordiale.

La zone de Ouaga 2000 est desservie en eau potable par le R12 à travers trois tournées : La tournée 72, la tournée 73 et la tournée qui alimente la zone présidentielle. Après analyse, le choix du point de raccordement s'est porté sur un point placé en bout de réseau de la tournée 72 sur une conduite de diamètre 250mm. Ce point est situé à l'intersection entre l'avenue Pascal Zagré et le boulevard de la Présidence et distant de 900m de la zone d'étude.

### 2-3-2. Mesure de la pression d'entrée

#### 2-3-2-1 Présentation de l'appareil de mesure (le Logger)

Le système d'enregistrement de données CDL mesure, enregistre et analyse des données recueillies sur les réseaux d'alimentation en eau.

Le système se compose des éléments suivants :

- ❖ l'enregistreur CDL proprement dit
- ❖ le logiciel CDLWin
- ❖ ainsi que certains accessoires pour la connexion externe de dispositifs de mesure (capteurs) et d'un micro ordinateur (câble CDL/PC)

#### ➤ Enregistreur de données CDL

L'enregistreur CDL est installé sur site. Il enregistre :

- Des impulsions (représentant par exemple un volume d'eau mesuré par un compteur) ;
- Des valeurs analogiques (exemple : la pression à l'aide d'un capteur approprié) simultanément avec horodatage.

➤ Logiciel CDLWin

Grâce à ce logiciel, l'enregistreur CDL peut être programmé avant utilisation et déchargé durant ou après l'acquisition.

Les données ainsi déchargées peuvent être analysées et présentées sous forme de tableau et graphiques, les unités étant librement choisies.

2-3-2-2 Conditions

Une sortie impulsion (capteur Reed) doit être disponible sur le compteur d'eau qui sera utilisé avec l'enregistrement CDL.

Le capteur de pression doit fournir un courant 4-20 mA ou mieux être l'un des modèles spécialement adapté au CDL pour pouvoir évaluer la pression de la conduite.

Un micro ordinateur compatible IBM PC est nécessaire pour pouvoir installer le logiciel CDLWin.

2-3-2-3 Les applications courantes faites par l'appareil

les applications courantes sont :

- Le contrôle de fuite
- Le dimensionnement des conduites d'un réseau(enregistre les données sur la consommation) ;
- Le contrôle d'alimentation ;
- Les statistiques ;
- Le contrôle de la consommation et de la facturation

2-3-2-4 Méthodologie de la mesure de la pression

Un logger (capteur de pressions ) fut alors placé chez l'abonné le plus proche du point de raccordement du réseau dominé par le réservoir R12 pour les mesures de pression.

Ce logger est alors placé sur le compteur du robinet se trouvant dans la parcelle du médiateur du Faso qui se trouve à une centaine de mètres du point.

L'appareil a été placé le 02/05/2002 et récupéré le 11/05/2002 soit 9 jours de mesure.

La pression à ce point, sera fournie par le réservoir R12 ( appelé RD dans la dénomination du projet Ziga)

Le R12 dans la nouvelle adduction (mise en marche du projet Ziga) fait partie de l'adduction sud dont le planning de réalisation et les caractéristiques sont les suivants :

Réservoir	Côte TN (m)	Hauteur réservoir (m)	Capacité(m3)				
			Château existant 500m <sup>3</sup>	Phase 1		Phase 2	
Château m <sup>3</sup>	Bâche m <sup>3</sup>	Château m <sup>3</sup>		Bâche m <sup>3</sup>			
RD	328,04	23.5	-	3000	-	2000	5500 m <sup>3</sup>

Tableau 10 : Planning de réalisation du réservoir R12

2-3-3. Présentation des résultats de mesure des pressions et commentaire

2-3-3-1 Résultats

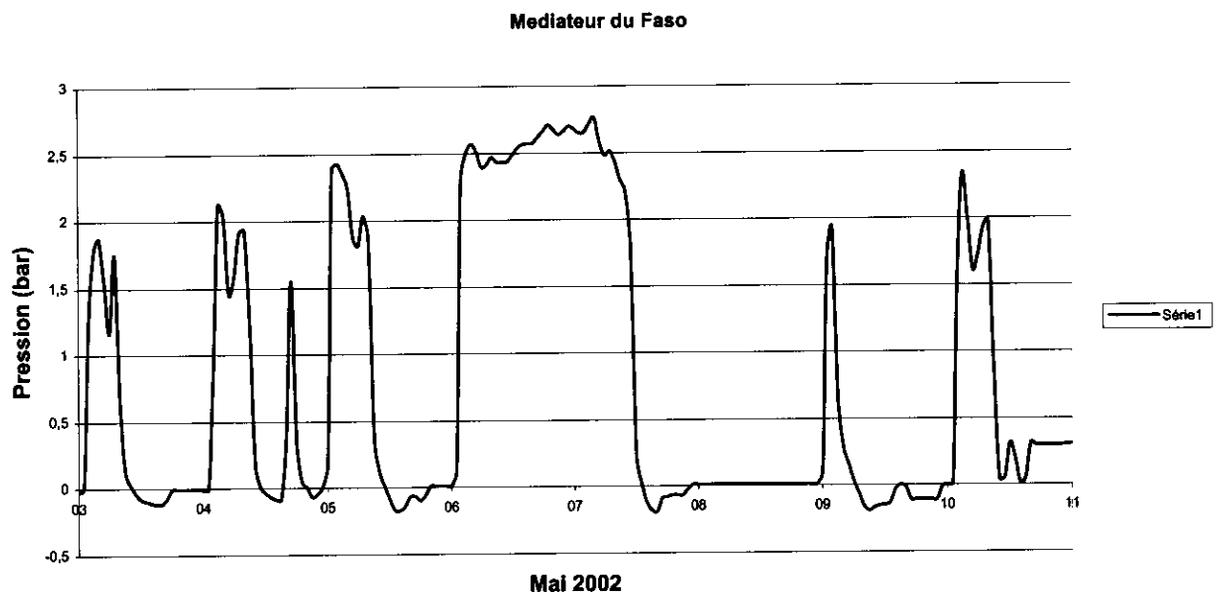


Figure 1 : Diagramme des pressions du point de raccordement

2-3-3-2 Analyse des résultats

Le diagramme a une allure oscillatoire avec des paliers qui se situent à certaines heures de la nuit (entre 17h et 0 h). Cela est dû à la fermeture de la vanne au niveau du château d'eau le R12 pour permettre son remplissage.

L'approche de l'heure de la coupure d'eau représente l'heure de pointe car les pressions les plus basses sont constatées durant ces périodes.

Aussi on constate une heure de pointe qui se situe à 6h du matin qui est une zone hors coupure et à partir de 12h il n'y a plus d'eau dans le château. Le réservoir est à sa côte piézométrique maximale à partir de 24h.

On constate que la période du 06 au 07 à 12h, la pression n'a pas beaucoup variée et est restée la plus élevée cela s'explique par le fait qu'il a plu dans la nuit du 05 au 06 mai.

Le projet Ziga devant fournir de l'eau en quantité et à chaque instant, nous allons utiliser les pressions les plus basses qui sont situées en dehors des zones de coupure et des cas exceptionnels.

La pression d'entrée sera prise égale à la moyenne de ces pressions.

$$P = \frac{1.2 + 1.45 + 1.85 + 1.65}{4} = 1.5 \text{ bar}$$

Ainsi le point de raccordement aura pour caractéristiques

Coordonnées géographiques		ZTN(m)	P (bar)	ZTN*(m)	Distance par rapport à la zone
X= 662869.5374	Y=1360723.8921	314.2	1.5	329.2	900m

**Tableau 11 : Caractéristiques du point de raccordement**

#### 2-3-4. Calcul des débits de pointe dans le réseau aux différentes échéance du projet

##### 2-3-4-1 Les différents coefficients de pointe

Le coefficient de pointe saisonnier :  $CP_s = \frac{CPM}{CMM}$

$CP_s = \frac{242011}{20009} = 1.21$  (mois de pointe mars) (enquête) qui est le même que celui du projet Ziga

Les coefficients de pointe journalier et horaire sont ceux du projet Ziga qui ont été mis au point par le modèle mathématique avec le logiciel Watnet afin d'être capable d'assurer le débit de pointe horaire. Ainsi :

- Le coefficient de pointe mensuel = 1.13 ;
- Le coefficient de pointe horaire = 2.6 (variation de 2.2 à 2.9 entre 6h et 10h, le maximum étant atteint à 8h).

2-3-4-2 Récapitulatifs des débits dans le réseau aux différentes échéances

Désignation	Année 0 (2003)	Année 02 (2005)	Année 07 (2010)
<b>Coefficient de calcul</b>			
Coefficient de pointe mensuelle(saisonnaire)	1,2	1,2	1,2
Coefficient de pointe journalière	1,13	1,13	1,13
Coefficient de pointe horaire	2,6	2,6	2,6
Rendement du réseau	0,84	0,84	0,84
Demande journalière moyenne(m <sup>3</sup> /j)	1016,102	1262,972	1808,934
Demande de pointe journalière (m <sup>3</sup> /j)	1377,834312	1712,590032	2452,914504
Débit de dimensionnement du réseau(m <sup>3</sup> /h)	177,6968855	220,8697462	316.3481007
Débit de dimensionnement du réseau(l/s)	49 .36	61.35	87.87

**Tableau 12 : Récapitulatif des débits dans le réseau aux différentes échéances**

2-3-4-3 Méthodologie de dimensionnement

Après avoir analysé les aménagements possibles en fonction des espaces libres ceinturant la zone, la demande supplémentaire sera prélevée au droit des nœuds situés au niveau des grandes intersections des voies qui relient la zone à ses voisines.

L'excédent de débit est alors divisé par quatre et sera prélevé au niveau de quatre points tel J1 (139.672 m<sup>3</sup>/j soit 1/4 de la demande), J17 (139.672m<sup>3</sup>/j qui représente le 1/4 de la demande) le troisième 1/4 au droit du point J10(139.672m<sup>3</sup>/j) et le dernier quart au droit de J13.

La zone d'étude devant être desservie en eau par un réseau maillé, nous avons subdivisé la zone en douze mailles pour le dimensionnement du réseau primaire et secondaire. Les caractéristiques des douze mailles sont les suivants :

Mailles	Demande journalière (m <sup>3</sup> / j)	Débit (l/s)	infrastructures		Noms des nœuds
			privées	Collectives	
1	287.796	7.2	232	Ecole primaire	j1 ; j2 ; j3 ; j4
2	154.264	8	227	Espace vert	j3 ; j4 ; j5 ; j6 ; j7
3	238.792	4.8	124	Espace vert, centre de malvoyants	j6 ; j7 ; j8 ; j9 ; j10
4	242.212	5	68	2 espaces verts	j8 ; j9 ; j11 ; j12 ; j13 ; j14
5	87.904	4.3	122	Espace vert	j8 ; j6 ; j5 ; j15 ; j14
6	192.55	2.6	54	Santé, école primaire, espace vert, garderie	j5 ; j15 ; j16 ; j17 ; j3
7	151.688	7.4	204	Station, espace vert,	j17 ; j16 ; j29 ; j28
8	98.270	4.8	135	Enseignement, secondaire, espace vert	j16 ; j15 ; j18 ; j19 ; j20 ; j23 ; j24 ; j28
9	207.19	9	244	Marché, espace vert, santé,	j15 ; j14 ; j13 ; j21 ; j23 ; j24 ; j20 ; j19
10	86.792	4.2	131	station	j24 ; j23 ; j21 ; j22 ; j25
11	5.567	2.7	85	Garderie, école primaire	j25 ; j24 ; j27 ; j26
12	2.448	0.68		orcade,	j1c ; j27 ; j24 ; j29

**Tableau 13 : Caractéristiques des mailles**

Le réseau étant maillé, la méthodologie utilisée pour le dimensionnement est celui de Hardy Cross dont le principe est le suivant :

✓ **Répartition des débits**

Les débits desservis aux nœuds(ponctuels) et le long des tronçons (service en route) sont établis comme suite :

- **Dessertes ponctuelles** : les points de desserte peuvent être considérés comme des nœuds délimitant des tronçons. Le tronçon de conduite est calculé avec un débit transitant fixe égal au débit demandé à l'aval ;
- **Dessertes en route** : Lorsque la conduite dessert de manière quasi uniforme sur un tronçon, cette desserte est considérée comme linéaire.

Pour les débits transitant dans les tronçons de conduite, on distingue deux groupes :

- Les tronçons qui appartiennent à une maille ;

- Les tronçons en ramification (antennes).

**Tronçons appartenant à une maille** : on procède comme suit :

- ❖ Etablir la consommation linéaire sur chaque tronçon et les consommations ponctuelles sur chaque nœud ;
- ❖ Ramener les consommations linéaires sur les tronçons en consommations ponctuelles. Ainsi la partie maillée du réseau est présentée avec seulement des soutirages ponctuels aux nœuds ;
- ❖ Effectuer une répartition provisoire et arbitraire des débits dans les tronçons des mailles en respectant la loi d'équilibre des nœuds.

**Tronçons en ramification** : Un tronçon est caractérisé par son débit d'entrée et est calculé avec un débit fictif constant provoquant la même perte de charge que le vrai débit.

La répartition des débits au niveau des nœuds a été faite de façon manuelle en fonction de l'occupation de l'espace ( plan de lotissement de la zone).

Le tableau ci dessous donne les débits unitaires en fonction de la vocation de la parcelle

Désignation	Consommation spécifique journalier(l)	Débit de dimensionnement : $Q = D_{mj} \times C_{ps} \times C_j \times C_{ph} \times \frac{1}{\eta}$ (l/s)	Débit (l/s)
Logement (parcelle)	632	2652	0.031
Lieu de culte	632	2652	0.031
Marché (BF)	5146	21600	0.5
Garderie	450	1889	0.022
Ecole primaire	1500	6296	0.073
Enseignement secondaire	1750	7345	0.085
Aire de jeu	632	2652	0.031
Centre de malvoyants	10000	41971	0.486
Santé	10000	41971	0.486
Orcade	632	2652	0.031
Station d'essence	4000	16789	0.19

**Tableau 14 : Débits unitaires en fonction de la vocation de la parcelle**

✓ **Procédure de calcul.**

Le calcul a été fait par le logiciel Pipe 2000 qui est un logiciel de dimensionnement et de simulation suivant la méthode de Hardy Cross .

La formule de calcul des pertes de charges utilisée est celle de Manning Strickler

$$\Delta H = \frac{10.29 * L * Q^2}{K^2, D^3}$$

L= longueur de la conduite (m).

Le support numérique de la zone d'étude étant géo-référencé, les distances des tronçons sont trouvées automatiquement par le logiciel si on définit les points de départ et d'arrivée.

Q= débit transitant dans le tronçon (m<sup>3</sup>/h).

### **3- Fonctionnement du réseau à partir du château d'eau de 100 m<sup>3</sup>**

#### **3-1 Evaluations des besoins réels de la zone d'étude**

Le choix d'une citée de référence s'est imposé face au manque de données sur les futurs occupants ainsi, notre choix s'est porté sur la citée 1200 logements car celle ci a le même standing que celui qu'on veut donner à la zone des promoteurs immobiliers. Cette cité est desservie en eau par la tournée 43 qui couvre actuellement 1290 abonnés, dont il faudra rechercher la consommation spécifique de chaque habitant.

##### **3-1-1. Recherche de la consommation spécifique par habitant de la citée de référence**

Une recherche de la consommation de la cité a été effectuée auprès de l'agence ONEA située au sein des 1200 logements.

Les résultats sont consignés dans le tableau ci dessous.

Année	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec	Total	abonnés
1999	-	-	23396	23871	17689	-	-	-	-	-	-	-	230112	1274
2000	-	-	24432	22951	20256	-	-	-	-	-	-	-	240324	1287
2001	20720	20343	24201	24574	21920	19677	17127	15966	18102	22353	22237	22671	249891	1290
total	-	-	72019	71396	59865	-	-	-	-	-	-	-	720327	

Tableau 15 : Situation des consommations en eau par poste, par période et année.

Une analyse de ce tableau a permis de calculer la consommation moyenne mensuelle et d'avoir la consommation du mois de pointe dont le détail des calculs est le suivant :

Année de pointe : 2001 ou la consommation annuelle =  $24981m^3$

Consommation annuelle moyenne :  $\frac{720327}{3} = 240109m^3$

Consommation du mois de pointe avril 2001 =  $24201m^3$

Consommation moyenne mensuelle =  $\frac{240109}{12} = 20009m^3$

Les valeurs des consommations en eau consignées dans le tableau sont des valeurs qui tiennent compte des consommations des lieux publics qu'il faudra en déduire pour trouver la consommation des ménages.

Le tableau ci dessous donne la liste des édifices publics desservis par la tournée 43 au mois mars 2002.

Rubriques	Nouvel index	Ancien index	volume consommé(m <sup>3</sup> )
Station shell	2014	1900	114
Station Tagui	294	288	6
Garderie petit éveil	4043	3975	68
Karnold	577	494	83
Salon de thé	2505	2411	94
Eglise AD	450	405	45
Poste	3823	3793	30
Ministère des travaux	4493	4381	112
BETTI	386	313	73
Belemtissé	3739	3637	102
BERA	3466	3381	85
CISEF	7851	7678	173
Congrégation des sœurs	199	117	82
Verger	1230	1155	75
Total			1142

**Tableau 16 : Consommations des édifices publics de la tournée 43 au mois de mars 2002**

La citée de référence ne possédant pas de bornes fontaines, le calcul des consommations spécifiques se fera de la façon suivante :

La consommation domestique = consommation moyenne mensuelle – consommation des édifices publics = 20 009 -1142=18 867m<sup>3</sup> / mois = 629m<sup>3</sup> / j.

Le nombre d'abonnés étant par année de :

Année	1999	2001	2002
Abonnés	1274	1287	1290

**Tableau 17 : Nombre d'abonnés desservis par la tournée 43 durant les trois dernières années.**

Une moyenne du nombre d'abonnés =  $\frac{3851}{3} = 1284$  par année.

La population de la zone est estimée à 8 habitants par abonné d'où  $P = 1284 \times 8 = 10272$  habitants.

La consommation spécifique de la population est alors égale :

$$C_s = \frac{629}{10272} = 61 \text{ l / pers / jour.}$$

Cette consommation spécifique de 61 l par jour sera utilisée pour le calcul des besoins en eau de la population au démarrage du projet en 2003.

3-2 Différents besoins de la zone d'étude aux différentes échéances

Rubriques	2002	2005	2010
<b>Population</b>	13008	13008	13008
<b>1-Branchement privé</b>			
nombre de branchement	1626	1626	1626
ratio/nombre de branchement			
consommation spécifique(l/lj)	61	66	79
<b>Consommation journalière (m3)</b>	<b>793.488</b>	<b>858.528</b>	<b>1027.63</b>
taux de couverture	100%	100%	100%
<b>2-Equipements collectifs</b>			
Espaces verts	154.808	154.808	154.808
Lieux de culte	1.896	1.896	1.896
Marché	21.6	21.6	21.6
Garderies	0.9	0.9	0.9
Ecoles primaires	4.5	4.5	4.5
Cinéma	0.632	0.632	0.632
Santé	16	16	16
Sport	1.264	1.264	1.264
Enseignement secondaire	1.75	1.75	1.75
Aire de jeu	0.632	0.632	0.632
Centre des malvoyants	10	10	10
Orcade	0.632	0.632	0.632
Station d'essence	8	8	8
<b>Consommation publique totale</b>	<b>222.52</b>	<b>222.52</b>	<b>222.52</b>
<b>consommation totale</b>	<b>1016.614</b>	<b>1081.05</b>	<b>1250.15</b>

Tableau 18 : Besoins réels de la zone en eau en fonction de l'augmentation des consommations spécifiques

### 3-3 Méthodologie de dimensionnement

Le dimensionnement consiste ici à vérifier les pressions dans le réseau existant lorsqu'il est alimenté par le château d'eau métallique de 100 m<sup>3</sup> dont les caractéristiques sont les suivantes :

Côte terrain naturel(m)	Hauteur de refoulement(m)	NPBE (m)	NPHE(m)	Volume(m <sup>3</sup> )	Côte de vidange(m)
310.8	331.84	324.5	330.84	100	323.123

**Tableau 19 : Caractéristiques du château d'eau métallique de 100 m<sup>3</sup>**

La hauteur du château étant de 21.04 m, les calculs ont été effectués en prenant en compte la côte piézométrique la plus défavorisée qui est le niveau des plus basses eaux.

Pour le calcul des pressions aux différents nœuds, la simulation a été faite avec les débits de l'échéance du projet avec le château d'eau métallique qui est 2005 et du démarrage du projet (2003) qui ne tiennent pas compte de la demande supplémentaire des zones voisines car cette solution de faire fonctionner le réseau avec les forages avant la mise en marche du projet Ziga, s'occupe uniquement de la zone des promoteurs immobiliers qui abrite les déplacés de la ZACA.

## Partie C- Résultats de dimensionnement

Les notes de calcul sont jointes en annexe 2

- ❖ Nombre de conduites : 41
- ❖ Nombre de nœuds : 30
- ❖ Récapitulatif des diamètres trouvés.

Diamètre nominal (mm)	315	250	225	200	160	110	90
Longueur (m)	967	276	871	2331	2849	812	4265

**Tableau 20 : Récapitulatif des diamètres trouvés**

# 1- Cas du moyen et long terme (Ziga)

## 1-1 La pression minimale et maximale dans le réseau

2005				2010			
Pression minimale		Pression maximale		Pression minimale		Pression maximale	
Nœud	valeur	Nœud	valeur	Nœud	valeur	Nœud	valeur
J30	14.81	J12	28.89	J30	13.15	J12	25.44

Tableau 21 : Résultats des extremums de pression avec Ziga

## 1-2 La vitesse minimale et maximale dans le réseau

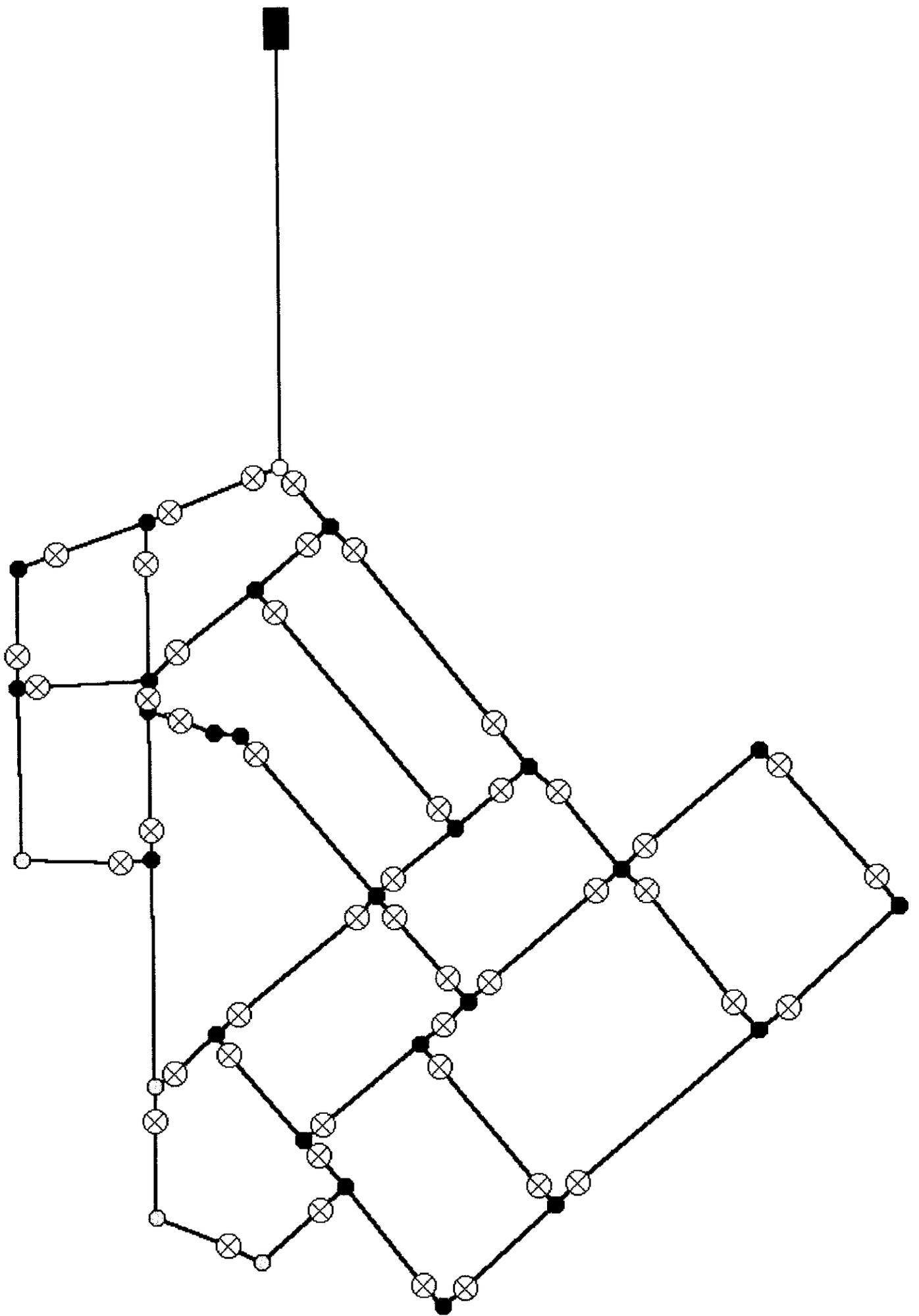
2005				2010			
Vitesse minimale		Vitesse maximale		Vitesse minimale		Vitesse maximale	
Conduite	valeur	Conduite	valeur	Conduite	valeur	Conduite	valeur
P36	0.02	P1	0.93	P36	0.04	P1	1.32

Tableau 22 : Résultats des extremums de vitesse dans le réseau avec Ziga

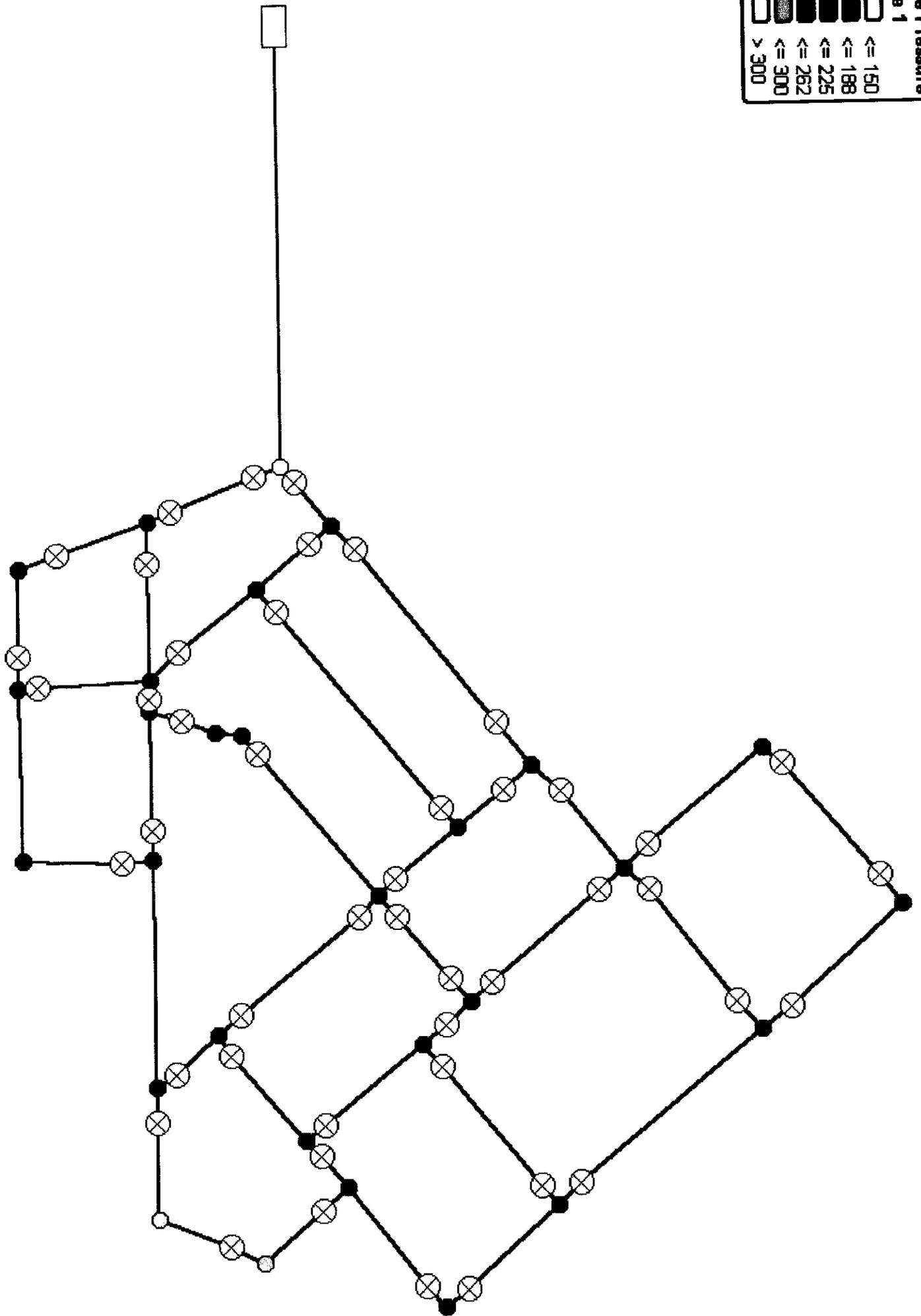
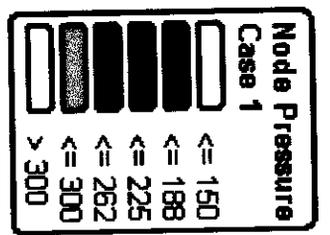
## 1-3 Représentation graphique des pressions aux différents nœuds en fonction des échéances

Variation de la pression dans le réseau en fonction des échéances si le réseau est alimenté par le R12 (point de raccordement) :

1-3-1. Les pressions aux nœuds à l'année d'échéance du projet ou le cas 0(2010)



1-3-2. Les pressions aux noeuds à l'année de mise en marche de Zigat(2005) ou cas 1



## 2- Cas du court terme

Les résultats des calculs donnent en fonction des échéances

### 2-1 La pression

2003				2005			
Pression minimale		Pression maximale		Pression minimale		Pression maximale	
Nœud	valeur	Nœud	valeur	Nœud	valeur	Nœud	valeur
J30	11.22	J12	26.06	J30	11.16	J12	25.88

Tableau 23 : extremums de pressions avec le château d'eau de 100 m<sup>3</sup>

### 2-2 La vitesse

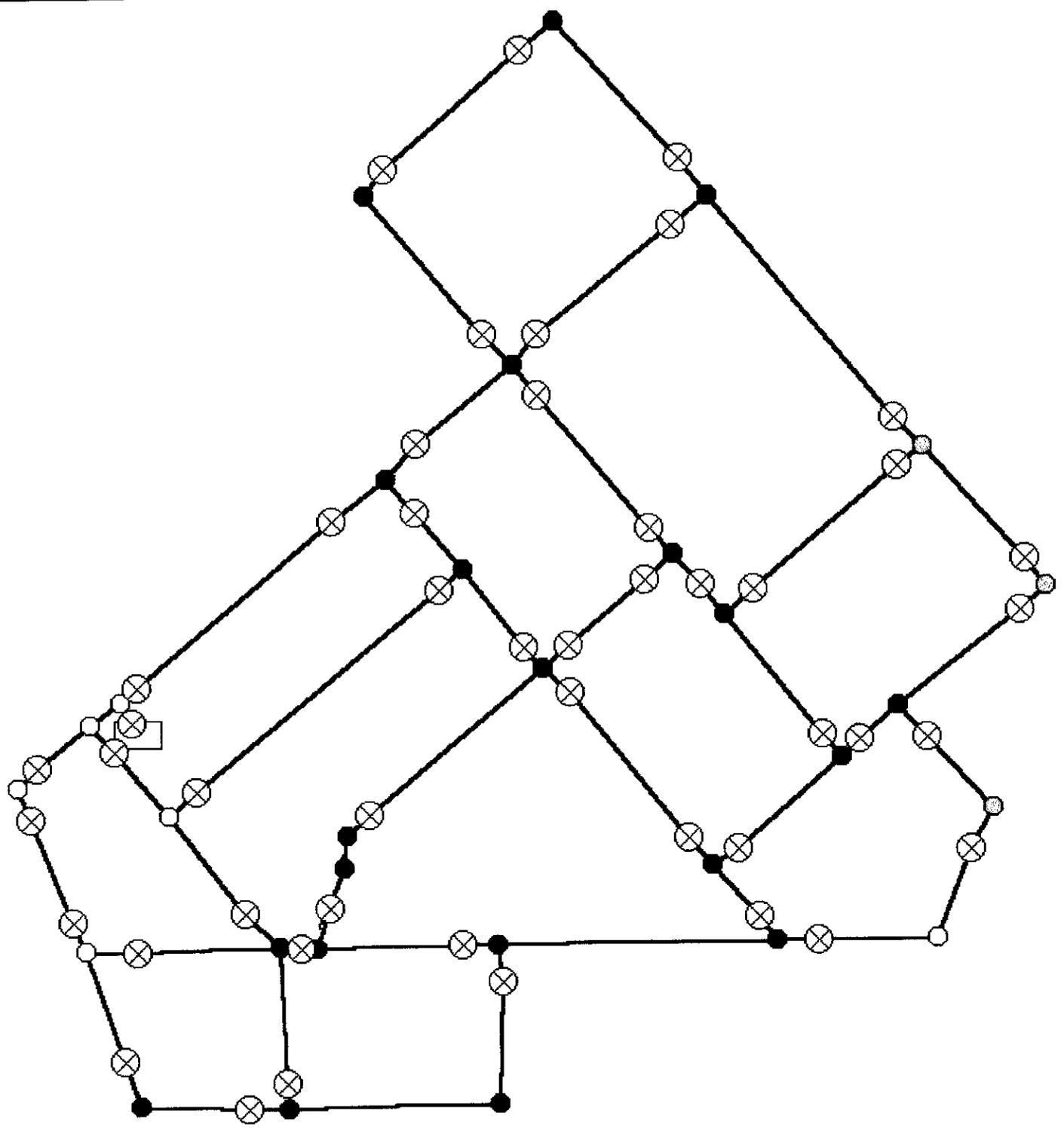
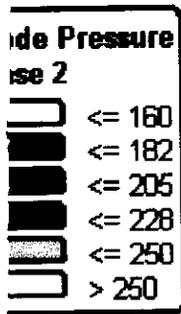
2003				2005			
Vitesse minimale		Vitesse maximale		Vitesse minimale		Vitesse maximale	
Conduite	valeur	Conduite	valeur	Conduite	valeur	Conduite	valeur
P32	0.01	P1	1.18	P32	0.01	P1	1.25

Tableau 24 : extremums de vitesses avec le château d'eau de 100 m<sup>3</sup>

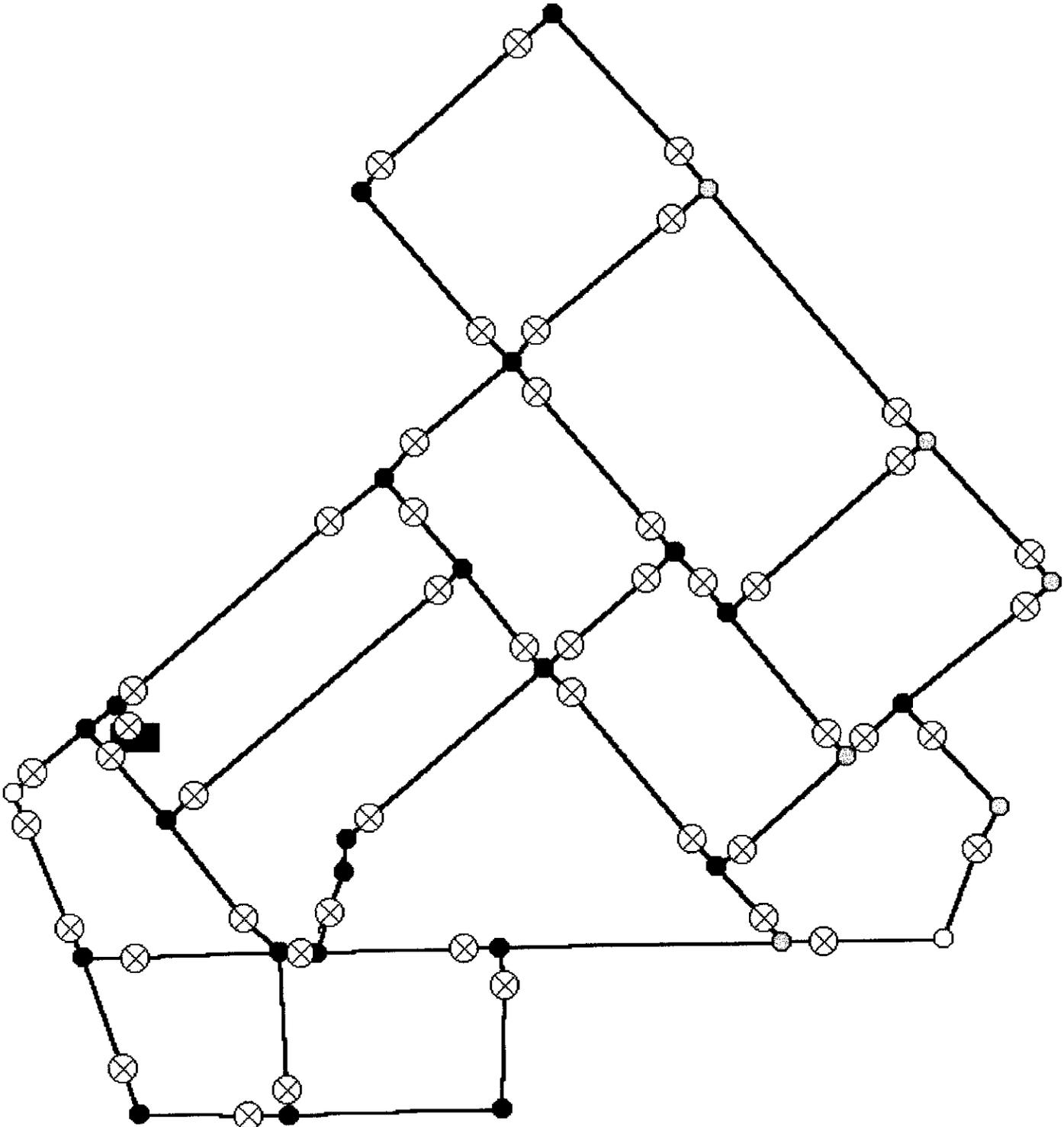
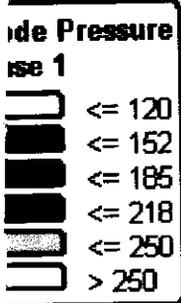
### 2-3 Représentation graphique des pressions des différents nœuds en fonction des échéances

Variation de la pression dans le réseau en fonction des années si le réseau est alimenté par le château d'eau métallique de 100 m<sup>3</sup>

2-3-1. Les pressions aux nœuds au démarrage du projet ou cas 2 (2003)



2-3-2. les pressions nœuds en 2005 ou cas 1



### **3- Commentaire des résultats**

La zone d'étude (voisine d'un marigot) étant située à un niveau plus bas que le point de raccordement il n'y a pas de problèmes de pression car le minimum de pression est au-dessus de la condition qui est de 10m. La pression maximale est au-delà de 25m.

Les vitesses les plus faibles 0.02m /s (inférieure à la condition imposée ) trouvent une explication car pour le dimensionnement, nous avons retenu un diamètre minimal de 90mm.

La vitesse maximale dans la conduite d'amenée est très élevée pour le réseau de distribution en 2010( 1.32 m/ s).

Les pressions sont plus élevées les premières années (2003) car les débits appelés sont faibles par rapport au débit de dimensionnement qui est celui de 2010. Par contre les vitesses ont diminué.

Le maillage du réseau donne une souplesse dans la gestion des réseaux mais coûte trop cher en raison du nombre élevé de vannes qu'on doit utiliser. Dans ce projet, le nombre de vannes utilisées est de 47.

## **Partie D- Choix des équipements**

### **1- Recherche de la capacité du réservoir**

Un réservoir, toujours utile entre l'adduction et la distribution sera situé plus haut que le réseau de distribution pour assurer une desserte gravitaire t.

La détermination de la capacité des réservoirs est un problème important. S'ils ont un volume trop faible, les réservoirs ne remplissent pas convenablement leur rôle, ce qui se traduit par une mauvaise distribution et un manque d'eau aux heures de pointe.

Par contre, un volume trop important correspond à un investissement inutile, et le réservoir est un ouvrage très cher ; de plus l'eau stockée trop longtemps se conserve mal car l'efficacité du chlore disparaît au bout de 48 heures.

Nous avons recherché le volume optimal par la méthode suivante.

#### **1-1 Détermination de la courbe de la consommation en eau durant une journée moyenne**

Elle résulte de diverses campagnes de mesures sur le réseau d'alimentation en eau potable de la ville de Ouagadougou qui ont permis de déterminer les différents coefficients de pointe horaire d'une journée. Les heures où les consommations sont maximales sont systématiquement localisées entre 8 h et 11h.

horaire d'une journée. Les heures où les consommations sont maximales sont systématiquement localisées entre 8 h et 11h.

Le tableau ci dessous nous donne la variation horaire des coefficients et la répartition de la consommation au cours d'une journée.

Heures	Coefficients horaires	Variation horaire de la consommation d'eau en %
0 à 1	0.17	0.71
1 à 2	0	0
2 à 3	0	0
3 à 4	0	0
4 à 5	0.021	0.09
5 à 6	0.23	0.96
6 à 7	0.54	2.25
7 à 8	2.08	8.66
8 à 9	2.58	10.75
9 à 10	2.58	10.75
10 à 11	2.25	9.37
11 à 12	1.96	8.10
12 à 13	1.71	7.12
13 à 14	1.45	6.04
14 à 15	1.25	5.2
15 à 16	0.95	3.95
16 à 17	0.95	3.95
17 à 18	0.95	3.95
18 à 19	1	4.16
19 à 20	0.95	3.95
20 à 21	0.88	3.66
21 à 22	0.88	3.66
22 à 23	0.45	1.87
23 à 24	0.19	0.79

**Tableau 25 : Coefficient horaire de la ville de Ouagadougou et répartition de la consommation au cours d'une journée**

Source : rapport technique du projet Ziga.

Répartition de la consommation en fonction du temps

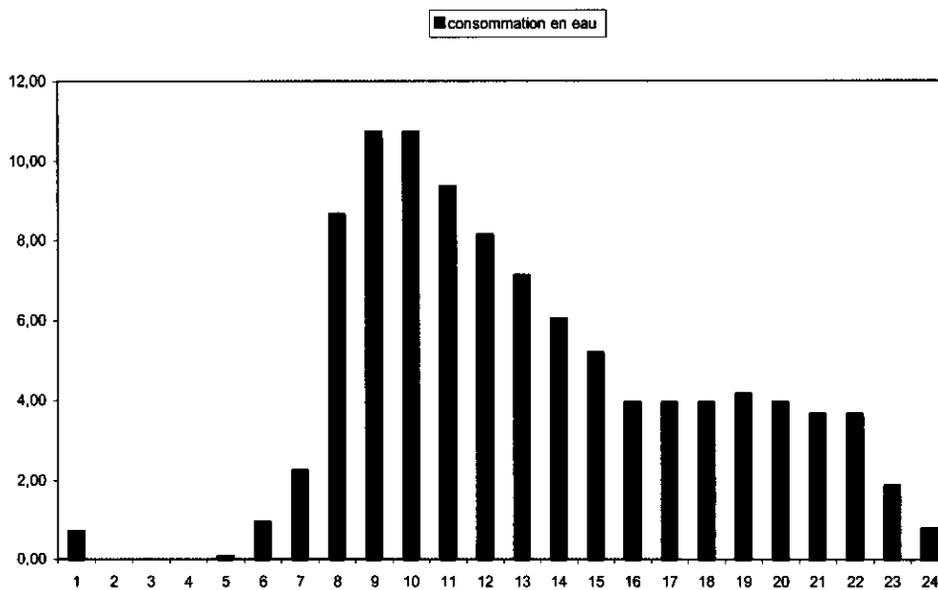


Figure 2 : Répartition de la consommation au cours d'une journée

### 1-2 Choix du débit d'adduction

L'adduction se faisant par refoulement, le débit est fonction du temps de pompage. Ainsi pour le choix du débit d'adduction nous devons respecter les conditions suivantes :

- Le temps  $T < 24h$  pour permettre les interventions sur les pompes, éviter un fonctionnement en continu, faire face aux coupures électriques ;
- On cherchera à profiter d'éventuels tarifs électriques préférentiels aux heures creuses ;
- Il faut pomper aux heures de grandes consommations et éviter les heures creuses pour minimiser la capacité du réservoir ;
- Il faudra tenir compte des possibilités hydrauliques du forage.

Pour tenir compte de toutes ces conditions nous allons analyser d'abord les possibilités hydrauliques des forages les plus proches de la zone d'étude.

En se référant aux études faites par le bureau d'études ANTEA concernant « l'alimentation en eau potable des quartiers périphériques de Ouagadougou à partir des eaux souterraines », il en ressort des consignes d'exploitation suivantes pour les forages les plus proches :

forage	Type d'équipement	Débit max admissible(m <sup>3</sup> /h)	ND max	Durée journalière de pompage max	Volume annuel maxi exploitable (m <sup>3</sup> )
QP16	PIE	4	24	12.5	18250
QP13	PIE-BF	15	42	6.7	36500
QP18	PIE	5	26	14.3	36500
QP81	PIE	4	20	9.4	13685

**Tableau 26 : Consignes préliminaires d'exploitation des forages voisins**

Si nous analysons les durées journalières de pompage conseillées et les débits de chaque forage, on remarque que le volume moyen exploitable des forages de la zone est de 64.90 m<sup>3</sup> / j.

Nous allons donc choisir un temps qui, multiplié par le débit minimal exigé donne un volume exploitable journalier qui soit inférieur ou égal à ce volume moyen.

Nous optons pour un temps de pompage égal à 10 heures. Parmi les cinq forages celui qui aura un gros débit, verra son temps diminué par éviter que le volume maximal exploitable ne soit dépassé.

En fonction de la durée du pompage (supposé 10 heures pour tous les cinq forages) et de l'analyse de la courbe de répartition des consommations, nous allons situer notre temps de pompage de 23h à 1h, 7h à 13h, 18h à 20h qui correspond aux heures de grandes consommations ceci pour minimiser la capacité du réservoir.

### **1-3 Calcul de la capacité du réservoir**

Le tableau ci dessous donne la répartition en pourcentage cumulé des débits pompés et des consommations en fonction du temps.

Heures	Cumul des débits pompés en %	Répartition du débit à pomper dans le temps	Cumul du volume consommé en %
0 à 1	10	172,661	0.71
1 à 2	10	0	0.71
2 à 3	10	0	0.71
3 à 4	10	0	0.71
4 à 5	10	0	0.8
5 à 6	10	0	1.76
6 à 7	10	0	4.11
7 à 8	20	172,661	12.67
8 à 9	30	172,661	23.42
9 à 10	40	172,661	34.17
10 à 11	50	172,661	43.53
11 à 12	60	172,661	51.64
12 à 13	70	172,661	58.76
13 à 14	70	0	64.8
14 à 15	70	0	70
15 à 16	70	0	73.95
16 à 17	70	0	77.9
17 à 198	70	0	81.85
18 à 19	80	172,661	86.01
19 à 20	90	172,661	89.96
20 à 21	90	0	93.62
21 à 22	90	0	97.28
22 à 23	90	0	99.15
23 à 24	100	172,661	100

**Tableau 27 : Répartition en pourcentage cumulé des débits et des consommations**

Nous allons utiliser la méthode graphique pour la recherche de la capacité du réservoir.

Recherche de la capacité du réservoir

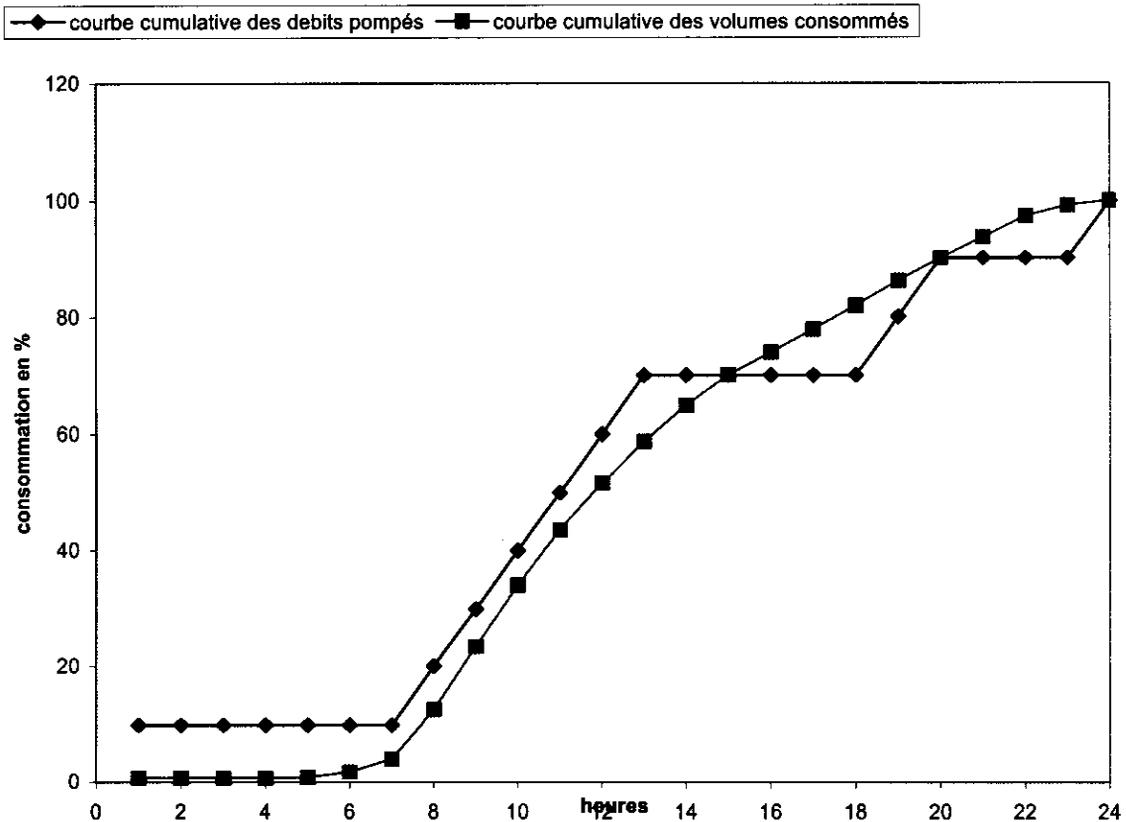


Figure 3 : courbes cumulatives des débits pompés et des volumes consommés

Volume distribué par jour : 1640m<sup>3</sup>

Temps de pompage 10h de : 23h à 1h ; 7h à 13h ; 18h à 20h

Rendement de réseau d'adduction= 95%

Débit de pompage  $Q_p = 1640 / (.95 \cdot 10) = 172.61 \text{ m}^3/\text{h}$

Capacité utile :  $C_u = ((10\% - 0\%) + (82\% - 70\%)) \times 1640 = 22\% \times 1640 = 360.8 \text{ m}^3$

Réserve incendie  $R_i$  :  $Q=30 \text{ m}^3/\text{h}$  pendant 1.5 heure ;

$R_i=45 \text{ m}^3$

Le volume total du réservoir :  $V_t = V_u + R_i = 360.8 + 45 = 405.8 \text{ m}^3$

On peut donc retenir un réservoir de 400 m<sup>3</sup>.

## 2- Choix des pompes

Le réservoir ainsi dimensionné sera alimenté par cinq forages ayant chacun au minimum un débit de 5m<sup>3</sup>/h Des études géophysiques ont été menées dans ce cadre pour l'implantation de ces forages à Ouaga 2000 et les résultats des interprétations des sondages électriques et proposition de foration sont dans le tableau ci dessous.

Sondages par ordre de priorité en fonction des plate-formes		Epaisseur d'altération(m)	Profondeur de foration (m)	Positionnement (coordonnées géographiques)
Plate forme 1	SE1	23	75	X=30664514 ;Y=1361800
	SE2	21	50	X=30664531 ;Y=1361821
Plate forme 2	SE4	26	55	X=30664109 ;Y=1361372
	SE3	26	35	X=30664104 ;Y=1361366
Plate forme 3	SE6	30	75	X=30664950 ;Y=1361127
	SE5	20	70	X=30664947 ;Y=1361296
Plate forme 4	SE7	30	70	X=30664986 ;Y=1361977
	SE8	30	35	X=30664985 ;Y=1361875
Plate forme 5	SE10	22	65	X=30664907;Y=1361817
	SE9	20	65	X=30664907 ;Y=1361807
Plate forme 6	SE11	12	40	X=30664 ;Y=1361

**Tableau 28 : Interprétations des sondages électriques et proposition de foration**

**Voir annexe 3 : Etudes géophysiques d'implantation de cinq forages à Ouaga 2000**

Actuellement sur cinq sites forés, trois sont exploitables car leurs débits sont supérieurs à 5m<sup>3</sup>/h après soufflage. Il s'agit des sites SE4, SE6, SE7 avec respectivement des débits après soufflage de 18m<sup>3</sup>/h, 12m<sup>3</sup>/h et 6.5m<sup>3</sup>/h (voir annexe 4 : fiches des forages positifs).

Par manque des résultats des essais de débits (non réalisés) sur les trois forages positifs et de la position des deux autres forages, nous avons adopté la méthodologie suivante pour le choix des pompes :

- Analyse des caractéristiques des forages de Ouaga en particulier le système aquifère de la ville ;
- Pour le choix des pompes des cinq forages positifs trouvés, on tient compte du débit de soufflage et du débit minimum qui est de 5m<sup>3</sup>/h(pour les deux forages non identifiés) pour que, s'il n'y a pas de changement de débit lors des essais de débits, la pompe choisie puisse pomper le débit de soufflage à la hauteur manométrique calculée.

## 2-1 Analyse du système aquifère

### 2-1-1. Géométrie des réservoirs

La géométrie des réservoirs qui constituent le système aquifère de la ville de Ouagadougou est décrite par deux cartes structurales :

- ❖ La profondeur du toit du socle ou épaisseur totale du recouvrement altéré ;
- ❖ L'épaisseur des altérations saturées.

#### 2-1-1-1 Profondeur du toit du socle

Schématiquement, la profondeur sous le sol de la roche granitique compacte décroît du sud vers le nord. Les profondeurs supérieures à 40 m sont localisées à l'extrême sud de la ville, aux abords des buttes latéritiques de Pissi-Cissin. Les profondeurs les plus faibles, inférieures à 20 m sont plutôt situées au nord des barrages, dans les secteurs Pissi nord-camp militaire et Zogona.

#### 2-1-1-2 Epaisseur des altérites saturées

La hauteur mouillée du réservoir altéré est le paramètre qui détermine pour une période donnée, le volume des réserves en eau stockées dans le système aquifère.

La présence des altérations saturées sous la ville est en moyenne de 15m, avec des valeurs extrêmes de 0 à 34m.

Les épaisseurs les plus réduites, inférieures à 10m sont situées sous la trame d'accueil et les quartiers de Tanghin et Saabin. Les épaisseurs comprises entre 20 et 30m occupent la partie sud des barrages et des quartiers de Pissi et Cissin.

### 2-1-2. Piézométrie profondeur du niveau de la nappe

La profondeur du niveau statique de la nappe sous le sol est inférieure à 20 m sous la majeure partie de la ville. Les niveaux les plus profonds 20 à 38 m, sont limités à la trame d'accueil, l'est de la patte d'oie et le sud de Cissin. Au niveau des barrages et des marigots affluents, la profondeur de la nappe est inférieure à 10 m.

### 2-1-3. Qualité des eaux

Les eaux des aquifères de socle sous climat soudano-sahélien sont toujours de bonne qualité calcique. L'aquifère de Ouagadougou contient des eaux bicarbonatées calciques, neutres ou légèrement acides et peu minéralisées (100 à 500  $\mu$  s.cm). Les eaux souterraines étant peu polluées, le traitement de l'eau se limitera à une simple chloration à la chaux dont l'unité de traitement sera située au pied du château d'eau métallique. (Voir **annexe 5** : plan du local devant abriter l'unité de traitement.

#### 2-1-4. Analyse des fluctuations des niveaux

Les niveaux statiques fluctuent entre 6 et 20 m tandis que les niveaux dynamiques fluctuent entre 20 et 40m en fonction de la période et du débit d'exploitation du forage.

Face à ces fluctuations, nous allons prendre une piézométrie dont le niveau dynamique est de 38m car notre zone d'étude est située dans la partie de la ville qui a la piézométrie la plus profonde pour éviter la cavitation des pompes à placer. La hauteur de l'eau au dessus des pompes est de 2 m.

Le château d'eau métallique en cours de construction a pour caractéristiques :

Côte terrain naturel(m)	Hauteur de refoulement(m)	NPBE (m)	NPHE(m)	Volume(m <sup>3</sup> )	Côte de vidange(m)
310.8	331.84	324.5	330.84	100	323.123

**Tableau 29 : Caractéristiques du château d'eau métallique**

La hauteur du château étant de 21.04 m, nous allons prendre une hauteur géométrique commune à tous les forages  $HGT = ND_{moyen} + \text{la hauteur du château d'eau.}$

$$HGT = 38 + 21.040 = 59.040 \text{ m}$$

#### 2-2 Choix des pompes.

Pour le calcul des pertes de charges nous allons tenir compte des débits de soufflage qui créent plus de pertes de charges (cas le plus défavorable car les débits des forages peuvent diminuer pendant les essais de débit) pour les 3 forages positifs et du débit minimum recommandé pour les deux autres forages non encore trouvés.

##### 2-2-1. Données sur les forages

Forage	Niveau statique(m) estimé	Diamètre(pouce) du forage	Niveau dynamique maximal (m) estimé	Temps de pompage (h) estimé
SE4	20	8	38	10
SE6	20	8	38	10
SE7	20	8	38	10
Forage 4	20	8	38	10
Forage 5	20	8	38	10

**Tableau 30 : Caractéristiques des cinq forages**

### 2-2-2. Les éléments de dimensionnement

- ❖ Choix de la conduite de refoulement :  $D_{IN} = 1.5 \cdot Q^{(0.5)}$  (Bresse)
- ❖ La vitesse dans les tuyaux de refoulement doit être supérieure ou égale à 0.6 m / s
- ❖ Formule pour le calcul des pertes de charge :  $J = \frac{1.1 \times 10.29 \times L \times Q^2}{K^2 \times D^{(16/3)}}$  (Manning Strickler)
- ❖ Les longueurs séparant les forages dont on ignore l'emplacement, sont prises forfaitairement égale à 3000 m.
- ❖ La hauteur manométrique totale :  $HMT = HGT + Jt$

### 2-2-3. Résultats des calculs

Forage	HGT(m)	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit de soufflage (m <sup>3</sup> /h)	Vitesse (m/s)	Jt(m)	Hmt(m)	Pompe choisie
SE4	59.04	791	110	18	0.64	2.01	61	P1 : SP16-12
SE6	59.04	2351	75	12	0.64	20.52	79.6	P2 : SP27-9
SE7	59.04	2561	63	6.5	0.70	16.62	75.66	P3 : SP8-18
Forage4	59.04	3021	63	5	0.54	11.60	70.64	P4 : SP16-8
Forage5	59.04	3021	63	5	0.54	11.60	70.64	P5 : SP16-8

**Tableau 31 : Récapitulatif des calculs pour le choix des pompes**

La condition de vitesse n'est pas vérifiée pour les forages 4 et 5 mais pour tenir compte de l'obtention d'un débit supérieur à 5m<sup>3</sup> / h nous préférons garder ces diamètres.

Les pompes ainsi trouvées doivent s'associer en parallèle pour alimenter le réservoir donc doivent refouler simultanément dans une conduite commune.

## **Partie E- Comparaison des résultats**

### **1- Résultats du dimensionnement de l'ONEA**

### 1-1 Les conduites

<b>Conduites (m)</b>	160	110	90	63
<b>Longueur( m)</b>	900	6 860	5 450	17 704

**Tableau 32 : Récapitulatif des diamètres trouvés par L'ONEA**

### 1-2 Le volume du château d'eau métallique

Le volume du château d'eau prévu pour l'alimentation en eau de la zone est de 100 m<sup>3</sup>.

## 2- Comparaison

En comparant les résultats de l'étude sommaire faite par l'ONEA à cette présente étude on a :

- La conduite principale de raccordement au réseau existant est de 160 mm tandis que la présente étude trouve une conduite de 315 mm de diamètre nominal.
- La conduite ceinturant la zone d'étude dans l'étude sommaire est essentiellement du 110 mm sur une longueur de 3 370 m tandis que cette ceinture dans cette étude est composée de :

<b>Diamètre des conduites(mm)</b>	315	250	225	160	110	90
<b>Longueur(m)</b>	149	276	871	352	299	1572

**Tableau 33 : Récapitulatif des différentes conduites ceinturant la zone d'étude issues de la présente étude**

Cette ceinture totalise une longueur de 3 519m.

Le volume du réservoir (100 m<sup>3</sup>) reste inférieur au volume trouvé dans cette présente étude (400 m<sup>3</sup>).

Cet écart de volume montre que les deux études ont apprécié différemment les besoins en eau de la zone et cela a joué beaucoup sur les diamètres des conduites. Cette différence est aggravée par la non prise en compte des diamètres intérieurs en général dans les calculs.

## Partie F- Coût des installations et prix de vente de l'eau

### 1- Estimation du coût du projet

Le tableau ci dessous donne le devis quantitatif et estimatif pour les travaux de l'alimentation en eau de la trame d'accueil du projet ZACA à Ouaga 2000 (voir le détail des calculs en annexe 6)

Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
I - Local abritant l'unité de traitement	ff	1	3 706 220	3 706 220
II - Unité de traitement	ff	1	3 400 000	3 400 000
III - Pompes grundfos	ff	1	29 250 000	29 250 000
IV - Exécution des travaux de foration	u	5	5 000 000	25 000 000
V - Aménagement tête de forage	u	5	25 000 000	125 000 000
VI - Equipement électrique des forages	ff	1	4 544 125	4 544 125
VII - Equipements hydrauliques	ff	1	4 192 750	4 192 750
VIII - Canalisation	ff	1	145 736 197	145 736 197
IX - Château d'eau métallique (400m3)	ff	1	50 000 000	50 000 000
<b>Total général</b>				<b>390 829 292</b>

Tableau 34 : Devis quantitatif et estimatif du projet

## **2- Coût de revient de l'eau en fonction des échéances du projet**

### **2-1 le court terme (2003- 2005)**

Désignation	Unité	Coût unitaire
Investissement initial	Fcfa	
Durée de vie	Ans	20
<b>Amortissement annuel</b>	Fcfa	<b>19 541 465</b>
<b>Exploitation du réseau</b>		
Eaux souterraines		
Frais d'entretien du réseau et d'acquisition de matériel annuel	FCFA	300 000
Consommation annuelle de chlore	FCFA	300 000
Frais de contrôle annuel de qualité	FCFA	800 000
<b>Consommation d'électricité</b>		
<b>Pompes des forages</b>		
.puissance cumulée des cinq pompes	KW	24.10
Capacité de production des forages	M3	46.5
Nombre d'heures de fonctionnement	h	10
Consommation journalière d'électricité	kW	241
Prix du KW	FCFA	86
Prix de la consommation journalière	FCFA	20 726
Consommation annuelle	FCFA	<b>7 564 990</b>
<b>Frais du personnel(annuel)</b>		
Frais d'administration	FCFA	200 000
Plombier	FCFA	600 000
Electro-mécanicien	FCFA	720 000
Gardien	FCFA	420 000
<b>Chef réseau</b>	FCFA	<b>1 440 0000</b>
<b>Total frais personnel</b>		<b>3 380 000</b>
Consommation journalière en eau	M <sup>3</sup>	1 016.102
Consommation annuelle	M <sup>3</sup>	370 877
Demande satisfaite par les forages	M <sup>3</sup>	16 973
<b>Total des charges directes</b>	FCFA	12 344 990
<b>Total des charges y compris l'amortissement</b>	FCFA	31 886 455
<b>Coût de production</b>	FCFA/m <sup>3</sup>	<b>727</b>
<b>Coût de revient du m<sup>3</sup> d'eau</b>	FCFA	<b>1 879</b>

Tableau 35 : Coût de revient de l'eau en 2003

Les prix unitaires ont été tirés du rapport du projet intégrateur de Dalasy consult année 2002

## 2-2 Moyen et long terme

Dans l'hypothèse haute du projet Ziga, les besoins annuels en eau pour la ville de Ouagadougou en 2010 est de l'ordre de 55 547 018 m<sup>3</sup> / an.

Le coût global de réalisation du projet Ziga est de 140 828 442 000 CFA.

La durée de vie des ouvrages étant estimée à 20 ans la valeur annuelle de l'amortissement est de 7 041 422 100 pour l'ensemble de la ville de Ouagadougou.

Les besoins annuels en eau de la zone du projet s'élèvent à 660 260 m<sup>3</sup> / an.

La part d'amortissement que revient ce volume annuel consommé est de 83 697 911 FCFA sur les 7 041 422 100 Fcfa.

Désignation	Unité	Coût unitaire	Coût total
Investissement initial	Fcfa	140 828 442 000	
Durée de vie	Ans	20	
<b>Amortissement</b>	Fcfa	<b>83 697 911</b>	<b>83 697 911</b>
<b>Exploitation du réseau</b>			
Eau de surface			
Coût spécifique de production : produits chimiques, électricité, personnel, maintenance et carburant	Fcfa/m <sup>3</sup>	72	47 538 720
<b>Total des charges directes</b>	Fcfa		<b>47 538 720</b>
<b>Total des charges y compris l'amortissement annuel</b>	Fcfa		<b>131 236 631</b>
Consommation journalière en eau	M <sup>3</sup>	1808.934	
<b>Consommation annuelle</b>	M <sup>3</sup>		<b>660 260</b>
<b>Coût de revient du m<sup>3</sup> d'eau</b>	Fcfa		<b>199</b>

Tableau 36 : Coût de revient de l'eau à la mise en marche de Ziga

La valeur du coût spécifique de production a été tirée du « rapport bilan des activités » du département de Ouagadougou exercice 2000.

## 2-3 La tarification de l'ONEA

Désignation	PU / m3	Taxe assainissement / m3	Coût total
Tranche de 0-6 m <sup>3</sup>	180	25	205
Tranche de 6 - 25	377	25	402
Tranche de plus de 25 m <sup>3</sup>	968	25	993
Borne fontaine	186	10	186

Tableau 37 : Prix unitaire de vente de l'eau par l'ONEA en fonction des tranches consommées

### **3- Analyse des différents coûts**

La population de la ZACA dont la plus part s'alimentait au niveau des bornes fontaines qui ont les plus basses tarifications, ne pourra pas supporter le prix de l'eau avant la mise en service de Ziga dans leur nouvel cadre de vie car le coût de revient de l'eau en 2003-2005 qui est de 737 FCFA par m<sup>3</sup> dépasse largement le prix de vente auquel elle était habituée (196 FCFA par m<sup>3</sup>).

A la mise en service du projet Ziga, le prix du mètre cube redeviendra moins cher par rapport à 2003 mais avec une légère hausse par rapport à la tarification actuelle.

## Conclusion

Face au problème crucial d'approvisionnement en eau potable de la zone servant de trame d'accueil aux déplacés de la zone du projet ZACA, en attendant la mise en marche du projet Ziga, une idée originale est de créer un réseau autonome composé d'un château d'eau de  $100\text{m}^3$  qui sera alimenté par cinq forages ayant au mois un débit de  $5\text{m}^3 / \text{h}$ .

L'urgence de la question qui n'a pas permis une étude approfondie lors de la conception, explique les différences constatées entre les deux études. C'est ainsi qu'avant Ziga, l'ONEA devra vendre à perte l'eau issue de la phase « court terme » et sera incapable sans autres alternatives, de satisfaire les besoins journaliers en eau car le débit horaire d'alimentation du château d'eau reste supérieur au débit cumulé des trois forages probablement des cinq forages réunis ce qui veut dire que la ressource restera incapable de satisfaire la demande. Face au coût élevé de réalisation des équipements de la partie adduction du court terme et à la précarité des ressources en eau qui nous interpelle sur la gestion des ressources, nous formulons ces recommandations :

## Recommandations

### Au niveau de la ressource

- ❖ Les durées journalières de pompage représentent le facteur unique sur lequel il faut jouer pour optimiser l'exploitation du dispositif sachant qu'il est indispensable de respecter les volumes annuels maximaux fixés si l'on veut assurer la pérennité de la ressource.
- ❖ Les forages vont exploiter la même nappe donc la plage horaire et la durée de pompage doivent être fixées individuellement en fonction des ressources hydrogéologiques et de la proximité d'autres ouvrages, pour solliciter la nappe de façon plus régulière.

### Au niveau de l'adduction

- ❖ Les différents forages étant dispersés, il serait préférable d'utiliser les plus éloignés du château comme des postes d'injection pour éviter les coûts des canalisations aussi cela résoudra le problème d'encombrement de la voie publique et le problème du château d'eau qui est sous dimensionné durant la première phase du projet.
- ❖ La construction d'une bache de reprise pourrait aussi résoudre le problème de château d'eau sous dimensionné ;
- ❖ Le traitement de l'eau se limitera à une chloration

### **Au niveau de la distribution**

- ❖ La vitesse maximale dans la conduite d'amenée est très élevée pour le réseau de distribution en 2010( 1.32 m/ s).

Avec la mise en marche du projet Ziga, des conduites ceintureront la ville de Ouagadougou formant le réseau de distribution primaire du projet Ziga. En effet pour le refoulement sud qui alimentera Ouaga 2000 et toute la partie sud de la ville, nous avons deux conduites diamètre 600 mm en parallèle qui se dirigent vers le réservoir R12 (RD) longeant Ouaga 2000 sur une distance de 2712 m. Cette ceinture offre une possibilité de raccordement au nœud B37 qui est le plus proche de la zone ceci pour résoudre le problème de vitesse élevée à l'horizon 2010. (voir annexe 7 : **Schéma des adducteurs et implantation des réservoirs du projet Ziga**).

- ❖ Le réseau existant peut déjà s'associer aux forages pour alimenter la zone en eau, ceci pour résoudre le problème de la ressource qui est insuffisante ;
- ❖ A la seconde phase du projet, nous recommandons qu'une partie du réseau reste alimentée par le château d'eau de 100 m<sup>3</sup> seul ou en association avec le projet Ziga ou les forages seront tous ou pas utiliser comme poste d'injection.

## **Bibliographie**

**1- ANTEA** : alimentation en eau potable des quartiers de la périphérie de Ouagadougou à partir des eaux souterraines.

Rapport final - Ouagadougou – février 1997

**2 - SEURECA – Sahel consult** : Etude préliminaire de l'évaluation des ressources en eau souterraines

Rapport définitif – Juin 1995

**3 - Amadou H . Maiga** : cours d'alimentation en eau potable

**4 - Gauff Ingenieure** : Etude hydrogéologique complémentaire pour les mesures d'urgence pour l'alimentation en eau de la ville de Ouagadougou – janvier 1989

**5 - Claire Vincent** : Renforcement du réseau d'alimentation en eau potable des quartiers de la périphérie de Ouagadougou à partir des eaux souterraines.

DAA de l'Ecole Nationale Supérieure Agronomique de rennes – septembre 1998

**6 - F . Valiron** : Alimentation en eau – Assainissement

Cours de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées – 1989

**7 - Lyonnaise des eaux** : Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement

Technique et documentation – Lavoisier 1994

**8 - Eric Drouart et Jean Michel Vouillamoz** : Alimentation en eau des populations menacées 1999.

**9 - François G bière** : Distribution et collecte des eaux 2000

**10 - Institut National de la Statistique et de la Démographie INSD** : Analyse des résultats du recensement général de la population et de l'habitation.

Volume 1 - décembre 2000

**11 - SEURECA – Sahel consult** : projet d'alimentation en eau de Ouagadougou à partir de Ziga.

Rapport technique avril 1996

**12 - ONEA** : Rapport bilan des activités du département de Ouagadougou Décembre 2000

## **ANNEXES**

Annexe 1 : Termes de référence

Annexe 2 : Notes de calcul du dimensionnement

Annexe 3 : Etudes géophysiques

Annexe 4: Fiches de foration des forages à équiper

Annexe 5: Plan du local de l'unité de traitement

Annexe 6 : Détail du calcul du coût du projet

Annexe 7 : Schéma des adducteurs et implantation des réservoirs du projet Ziga

## **Annexe 1**

Termes de références

# **Annexe 1 : Termes de références**

## **Thème :Alimentation en eau potable de la trame d'accueil du projet ZACA**

### **I. Introduction**

Les présents termes de références fixent les conditions de prestation du consultant pour la conception du réseau d'adduction en eau potable de la zone des promoteurs immobiliers de Ouaga 2000.

### **II. Contexte de l'étude**

Dans le cadre de l'extension du projet ZACA « Zone d'activités Commerciales et Administratives », La zone des promoteurs immobiliers de Ouaga 2000 a été choisie comme trame d'accueil pour les populations qui seront déplacées.

Cette zone ne possédait aucun réseau d'AEP jusqu'à l'année 2001, or elle est tenue d'être viabilisée avant l'arrivée des futurs occupants.

C'est dans ce cadre qu'une étude sommaire d'un réseau d'AEP a été faite et des conduites sont entrain d'être posées.

L'étude du réseau ainsi réalisée prévoit :

- Dans un premier temps une alimentation autonome à partir de 5 forages ;
- Dans un second temps une alimentation du réseau en association avec le réseau AEP de Ouaga 2000, lorsque le projet Ziga sera mis en place.

Par ailleurs, il faudra noter que la zone aménagée de Ouaga 2000 était alimentée a ses débuts par un forage qui a vite tarit à cause de l'insuffisance des ressources en eau de Ouaga ; une station de relevage fut alors construite au niveau du château d'eau de Cissin et refoule l'eau dans les deux châteaux d'eau de Ouaga 2000.

### **III. Objectifs de l'étude**

Deux objectifs principaux sont à atteindre :

- Le premier objectif consiste à faire une conception complète du réseau Eau potable qui permettra aux futurs occupants de satisfaire leurs besoins en eau. Elle permettra également de vérifier l'adéquation du projet en cours d'exécution avec la demande renseignée des futurs habitants.
- Le deuxième objectif consiste à créer les conditions d'une bonne intégration de ces infrastructures dans le grand réseau d'AEP de Ouaga à partir de Ziga.

## **Annexe 2**

Notes de calcul du dimensionnement

## **Annexe 2.1**

Note de calcul avec raccordement au projet Ziga

```

* * * * * K Y P I P E 4 * * * * *
*
* University of Kentucky Network Modeling Software *
*
* Copyrighted by KPFS 1998 *
* Version 1.200 - 01/26/2000 *
*
* * * * *

```

Date & Time: Sun Jun 09 12:40:33 2002

```

INPUT DATA FILENAME ----- C:\WINDOWS\TEMP\RESEAU~2.DT2
ABULATED OUTPUT FILENAME ----- C:\WINDOWS\TEMP\RESEAU~2.OT2
OSTPROCESSOR RESULTS FILENAME --- C:\WINDOWS\TEMP\RESEAU~2.RS2

```

```

*****
SUMMARY OF ORIGINAL DATA
*****

```

UNITS SPECIFIED

```

FLOWRATE ..... = liters/second
HEAD (HGL) ..... = meters
PRESSURE ..... = kpa

```

THE MANNING HEAD LOSS EQUATION IS USED

PIPELINE DATA

STATUS CODE: XX -CLOSED PIPE CV -CHECK VALVE

PIPE NAME	NODE NAMES		LENGTH (m)	DIAMETER (mm)	ROUGHNESS COEFF.	MINOR LOSS COEFF.
	#1	#2				
p1	J30	R-1	818.00	290.80	0.0083	0.00
p10	J11	j9	219.00	147.60	0.0083	0.00
p11	j12	J11	222.00	147.60	0.0083	0.00
P12	j13	j12	251.00	147.60	0.0083	0.00
P13	j13	j21	439.00	184.60	0.0083	0.00
p14	J22	j21	248.00	184.60	0.0083	0.00
P16	j25	J22	332.00	184.60	0.0083	0.00
P17	j25	J26	230.00	184.60	0.0083	0.00
P18	J26	J27	261.00	184.60	0.0083	0.00
p19	J27	J24	305.00	184.60	0.0083	0.00
P2	j17	J29	601.00	207.80	0.0083	0.00
P20	J28	J24	269.00	184.60	0.0083	0.00
P21	J28	J29	189.00	184.60	0.0083	0.00
P22	j16	J28	601.00	147.60	0.0083	0.00
P23	J23	J20	189.00	147.60	0.0083	0.00
P24	J19	j15	406.00	147.60	0.0083	0.00
P25	J23	j21	285.00	147.60	0.0083	0.00
p26	J24	j25	253.00	81.40	0.0083	0.00
P27	j16	j17	185.00	81.40	0.0083	0.00
P28	j15	j16	201.00	81.40	0.0083	0.00
P29	j15	j14	408.00	81.40	0.0083	0.00
P3	j3	j17	270.00	207.80	0.0083	0.00
P30	j14	j13	156.00	81.40	0.0083	0.00
p31	j8	j14	267.00	81.40	0.0083	0.00
P32	j6	j8	291.00	81.40	0.0083	0.00
P33	j5	j6	125.00	99.40	0.0083	0.00
P34	j15	j5	272.00	147.60	0.0083	0.00
P35	j3	j5	388.00	99.40	0.0083	0.00
P36	j9	j8	118.00	81.40	0.0083	0.00
P37	j6	j7	406.00	81.40	0.0083	0.00
P38	j4	j3	408.00	81.40	0.0083	0.00
p39	J23	J24	58.00	184.60	0.0083	0.00

P4	j1	j3	352.00	147.60	0.0083	0.00
p40	J20	J19	52.00	147.60	0.0083	0.00
p43	J30	J29	149.00	290.80	0.0083	0.00
p44	J27	J30	276.00	230.80	0.0083	0.00
P5	j2	j1	405.00	81.40	0.0083	0.00
P6	j4	j2	360.00	81.40	0.0083	0.00
P7	j4	j7	516.00	81.40	0.0083	0.00
P8	J10	j7	291.00	81.40	0.0083	0.00
P9	J10	j9	299.00	99.40	0.0083	0.00

N D N O D E D A T A

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (l/s)	JUNCTION ELEVATION (m)	EXTERNAL GRADE (m)
j1		8.58	303.00	
J10		7.75	298.39	
J11		0.83	298.75	
j12		0.83	297.00	
j13		8.91	300.39	
j14		2.98	301.40	
j15		3.28	304.78	
j16		2.61	305.33	
j17		8.80	306.00	
J19		1.89	307.00	
j2		1.80	300.00	
J20		1.89	306.50	
j21		2.13	304.40	
J22		0.84	301.25	
J23		3.23	305.35	
J24		2.12	306.00	
j25		1.52	306.50	
J26		0.68	307.19	
J27		0.34	309.22	
J28		2.08	308.90	
J29		1.48	310.90	
j3		3.93	302.31	
J30		0.34	312.80	
j4		5.60	299.55	
j5		2.99	301.18	
j6		3.42	301.45	
j7		2.56	299.05	
j8		2.65	300.12	
j9		1.79	300.80	
R-1		----	314.20	329.20

O U T P U T O P T I O N D A T A

OUTPUT SELECTION: ALL RESULTS ARE INCLUDED IN THE TABULATED OUTPUT

S Y S T E M C O N F I G U R A T I O N

NUMBER OF PIPES ..... (p) = 41  
NUMBER OF END NODES ..... (j) = 29  
NUMBER OF PRIMARY LOOPS ..... (l) = 12  
NUMBER OF SUPPLY NODES ..... (f) = 1  
NUMBER OF SUPPLY ZONES ..... (z) = 1

=====

RESULTS OBTAINED AFTER 7 TRIALS: ACCURACY = 0.00355

IMULATION DESCRIPTION (LABEL)

PIPELINE RESULTS

STATUS CODE: XX -CLOSED PIPE CV -CHECK VALVE

PIPE NAME	NODE NUMBERS #1	NODE NUMBERS #2	FLOWRATE (l/s)	HEAD LOSS (m)	MINOR LOSS (m)	LINE VELO. (m/s)	HL/ 1000 (m/m)
p1	J30	R-1	-87.85	3.25	0.00	1.32	3.97
p10	J11	j9	8.20	0.28	0.00	0.48	1.29
p11	j12	J11	9.03	0.35	0.00	0.53	1.56
P12	j13	j12	9.86	0.47	0.00	0.58	1.86
P13	j13	j21	-21.63	1.19	0.00	0.81	2.72
p14	J22	j21	13.56	0.27	0.00	0.51	1.07
P16	j25	J22	14.40	0.40	0.00	0.54	1.21
P17	j25	J26	-14.83	0.29	0.00	0.55	1.28
P18	J26	J27	-15.51	0.36	0.00	0.58	1.40
p19	J27	J24	17.12	0.52	0.00	0.64	1.70
P2	j17	J29	-30.22	1.70	0.00	0.89	2.82
P20	J28	J24	12.60	0.25	0.00	0.47	0.92
P21	J28	J29	-22.84	0.57	0.00	0.85	3.03
P22	j16	J28	-8.17	0.77	0.00	0.48	1.28
P23	J23	J20	13.08	0.62	0.00	0.76	3.27
P24	J19	j15	9.30	0.67	0.00	0.54	1.66
P25	J23	j21	10.20	0.57	0.00	0.60	1.99
p26	J24	j25	1.10	0.14	0.00	0.21	0.55
P27	j16	j17	2.05	0.36	0.00	0.39	1.92
P28	j15	j16	-3.51	1.13	0.00	0.67	5.63
P29	j15	j14	2.22	0.92	0.00	0.43	2.26
P3	j3	j17	-23.47	0.46	0.00	0.69	1.70
P30	j14	j13	-2.85	0.58	0.00	0.55	3.73
p31	j8	j14	-2.09	0.54	0.00	0.40	2.01
P32	j6	j8	0.76	0.08	0.00	0.15	0.26
P33	j5	j6	7.44	1.09	0.00	0.96	8.72
P34	j15	j5	7.30	0.28	0.00	0.43	1.02
P35	j3	j5	3.12	0.60	0.00	0.40	1.54
P36	j9	j8	-0.20	0.00	0.00	0.04	0.02
P37	j6	j7	3.25	1.97	0.00	0.63	4.85
P38	j4	j3	-4.40	3.61	0.00	0.84	8.85
p39	J23	J24	-26.50	0.24	0.00	0.99	4.08
P4	j1	j3	-12.02	0.97	0.00	0.70	2.77
p40	J20	J19	11.19	0.12	0.00	0.65	2.40
p43	J30	J29	54.54	0.23	0.00	0.82	1.53
p44	J27	J30	-32.97	0.53	0.00	0.79	1.92
P5	j2	j1	-3.44	2.19	0.00	0.66	5.42
P6	j4	j2	-1.64	0.44	0.00	0.32	1.23
P7	j4	j7	0.44	0.04	0.00	0.08	0.09
P8	J10	j7	-1.13	0.17	0.00	0.22	0.59
P9	J10	j9	-6.62	2.07	0.00	0.85	6.91

END NODE RESULTS

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (l/s)	HYDRAULIC GRADE (m)	NODE ELEVATION (m)	PRESSURE HEAD (m)	NODE PRESSURE (kpa)
j1		8.58	322.59	303.00	19.59	192.15
J10		7.75	319.74	298.39	21.35	209.39
J11		0.83	322.09	298.75	23.34	228.89
j12		0.83	322.44	297.00	25.44	249.45
j13		8.91	322.90	300.39	22.51	220.79
j14		2.98	322.33	301.40	20.93	205.25
j15		3.28	323.25	304.78	18.47	181.13
j16		2.61	324.38	305.33	19.05	186.84
j17		8.80	324.03	306.00	18.03	176.79
J19		1.89	323.92	307.00	16.92	165.95

j2	1.80	320.40	300.00	20.40	200.06
J20	1.89	324.05	306.50	17.55	172.07
j21	2.13	324.10	304.40	19.70	193.17
J22	0.84	324.36	301.25	23.11	226.66
J23	3.23	324.67	305.35	19.32	189.42
J24	2.12	324.90	306.00	18.90	185.36
j25	1.52	324.76	306.50	18.26	179.10
J26	0.68	325.06	307.19	17.87	175.21
J27	0.34	325.42	309.22	16.20	158.88
J28	2.08	325.15	308.90	16.25	159.36
J29	1.48	325.72	310.90	14.82	145.36
j3	3.93	323.57	302.31	21.26	208.47
J30	0.34	325.95	312.80	13.15	128.97
j4	5.60	319.96	299.55	20.41	200.13
j5	2.99	322.97	301.18	21.79	213.70
j6	3.42	321.88	301.45	20.43	200.37
j7	2.56	319.91	299.05	20.86	204.59
j8	2.65	321.79	300.12	21.67	212.54
j9	1.79	321.79	300.80	20.99	205.85
R-1	----	329.20	314.20	15.00	147.10

U M M A R Y O F I N F L O W S A N D O U T F L O W S

+ ) I N F L O W S I N T O T H E S Y S T E M F R O M S U P P L Y N O D E S  
 - ) O U T F L O W S F R O M T H E S Y S T E M I N T O S U P P L Y N O D E S

NODE NAME	FLOWRATE (l/s)	NODE TITLE
R-1	87.85	
ET SYSTEM INFLOW =	87.85	
ET SYSTEM OUTFLOW =	0.00	
ET SYSTEM DEMAND =	87.85	

C H A N G E S F O R N E X T S I M U L A T I O N (Change Number = 1)

F U N C T I O N D E M A N D S C H A N G E D - P L E A S E S E E R E S U L T S T A B L E

R E S U L T S O B T A I N E D A F T E R 2 T R I A L S : A C C U R A C Y = 0.00010

P I P E L I N E R E S U L T S

S T A T U S C O D E : XX - C L O S E D P I P E CV - C H E C K V A L V E

P I P E N A M E	NODE NUMBERS #1 #2	FLOWRATE (l/s)	HEAD LOSS (m)	MINOR LOSS (m)	LINE VELO. (m/s)	HL/ 1000 (m/m)
p1	J30 R-1	-61.49	1.59	0.00	0.93	1.95
p10	J11 j9	5.76	0.14	0.00	0.34	0.63
p11	j12 J11	6.34	0.17	0.00	0.37	0.77
P12	j13 j12	6.92	0.23	0.00	0.40	0.92
P13	j13 j21	-15.14	0.58	0.00	0.57	1.33
p14	J22 j21	9.49	0.13	0.00	0.35	0.52
P16	j25 J22	10.08	0.20	0.00	0.38	0.59
P17	j25 J26	-10.38	0.14	0.00	0.39	0.63
P18	J26 J27	-10.86	0.18	0.00	0.41	0.68
p19	J27 J24	11.98	0.25	0.00	0.45	0.83
P2	j17 J29	-21.15	0.83	0.00	0.62	1.38
P20	J28 J24	8.82	0.12	0.00	0.33	0.45
P21	J28 J29	-15.99	0.28	0.00	0.60	1.49

P22	j16	J28	-5.72	0.38	0.00	0.33	0.63
P23	J23	J20	9.15	0.30	0.00	0.53	1.60
P24	J19	j15	6.51	0.33	0.00	0.38	0.81
P25	J23	j21	7.14	0.28	0.00	0.42	0.98
p26	J24	j25	0.77	0.07	0.00	0.15	0.27
P27	j16	j17	1.43	0.17	0.00	0.28	0.94
P28	j15	j16	-2.46	0.55	0.00	0.47	2.76
P29	j15	j14	1.55	0.45	0.00	0.30	1.10
P3	j3	j17	-16.43	0.23	0.00	0.48	0.83
P30	j14	j13	-1.98	0.28	0.00	0.38	1.80
p31	j8	j14	-1.45	0.26	0.00	0.28	0.96
P32	j6	j8	0.53	0.04	0.00	0.10	0.13
P33	j5	j6	5.20	0.53	0.00	0.67	4.27
P34	j15	j5	5.11	0.14	0.00	0.30	0.50
P35	j3	j5	2.18	0.29	0.00	0.28	0.75
P36	j9	j8	-0.13	0.00	0.00	0.02	0.01
P37	j6	j7	2.28	0.97	0.00	0.44	2.38
P38	j4	j3	-3.08	1.77	0.00	0.59	4.34
p39	J23	J24	-18.55	0.12	0.00	0.69	2.00
P4	j1	j3	-8.41	0.48	0.00	0.49	1.36
p40	J20	J19	7.83	0.06	0.00	0.46	1.17
p43	J30	J29	38.18	0.11	0.00	0.57	0.75
p44	J27	J30	-23.08	0.26	0.00	0.55	0.94
P5	j2	j1	-2.41	1.08	0.00	0.46	2.66
P6	j4	j2	-1.15	0.22	0.00	0.22	0.60
P7	j4	j7	0.31	0.02	0.00	0.06	0.04
P8	J10	j7	-0.79	0.08	0.00	0.15	0.29
P9	J10	j9	-4.63	1.01	0.00	0.60	3.38

#### ND NODE RESULTS

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (l/s)	HYDRAULIC GRADE (m)	NODE ELEVATION (m)	PRESSURE HEAD (m)	NODE PRESSURE (kpa)
j1		6.01(0.70)	325.96	303.00	22.96	225.19
J10		5.43(0.70)	324.56	298.39	26.17	256.68
J11		0.58(0.70)	325.71	298.75	26.96	264.43
j12		0.58(0.70)	325.89	297.00	28.89	283.27
j13		6.24(0.70)	326.12	300.39	25.73	252.28
j14		2.09(0.70)	325.83	301.40	24.43	239.62
j15		2.30(0.70)	326.28	304.78	21.50	210.89
j16		1.83(0.70)	326.84	305.33	21.51	210.94
j17		6.16(0.70)	326.67	306.00	20.67	202.66
J19		1.32(0.70)	326.61	307.00	19.61	192.35
j2		1.26(0.70)	324.89	300.00	24.89	244.06
J20		1.32(0.70)	326.67	306.50	20.17	197.85
j21		1.49(0.70)	326.70	304.40	22.30	218.69
J22		0.59(0.70)	326.83	301.25	25.58	250.85
J23		2.26(0.70)	326.98	305.35	21.63	212.10
J24		1.48(0.70)	327.09	306.00	21.09	206.86
j25		1.06(0.70)	327.03	306.50	20.53	201.29
J26		0.48(0.70)	327.17	307.19	19.98	195.94
J27		0.24(0.70)	327.35	309.22	18.13	177.78
J28		1.46(0.70)	327.22	308.90	18.32	179.61
J29		1.04(0.70)	327.50	310.90	16.60	162.75
j3		2.75(0.70)	326.44	302.31	24.13	236.64
J30		0.24(0.70)	327.61	312.80	14.81	145.22
j4		3.92(0.70)	324.67	299.55	25.12	246.35
j5		2.09(0.70)	326.15	301.18	24.97	244.86
j6		2.39(0.70)	325.61	301.45	24.16	236.97
j7		1.79(0.70)	324.65	299.05	25.60	251.03
j8		1.86(0.70)	325.58	300.12	25.46	249.64
j9		1.25(0.70)	325.58	300.80	24.78	242.97
R-1		----	329.20	314.20	15.00	147.10

#### SUMMARY OF INFLOWS AND OUTFLOWS

(+) INFLOWS INTO THE SYSTEM FROM SUPPLY NODES

OUTFLOWS FROM THE SYSTEM INTO SUPPLY NODES

NODE NAME	FLOWRATE (l/s)	NODE TITLE
R-1	61.49	
-----		
↑ SYSTEM INFLOW =	61.49	
↑ SYSTEM OUTFLOW =	0.00	
↑ SYSTEM DEMAND =	61.49	

CHANGES FOR NEXT SIMULATION (Change Number = 2)

ACTION DEMANDS CHANGED - PLEASE SEE RESULTS TABLE

RESULTS OBTAINED AFTER 2 TRIALS: ACCURACY = 0.00000

PIPELINE RESULTS

STATUS CODE: XX -CLOSED PIPE CV -CHECK VALVE

PIPE NAME	NODE #1	NODE #2	FLOWRATE (l/s)	HEAD LOSS (m)	MINOR LOSS (m)	LINE VELO. (m/s)	HL/1000 (m/m)
p1	J30	R-1	-49.20	1.02	0.00	0.74	1.25
p10	J11	j9	4.60	0.09	0.00	0.27	0.41
p11	j12	J11	5.07	0.11	0.00	0.30	0.49
P12	j13	j12	5.53	0.15	0.00	0.32	0.59
P13	j13	j21	-12.11	0.37	0.00	0.45	0.85
p14	J22	j21	7.60	0.08	0.00	0.28	0.34
P16	j25	J22	8.07	0.13	0.00	0.30	0.38
P17	j25	J26	-8.30	0.09	0.00	0.31	0.40
P18	J26	J27	-8.68	0.11	0.00	0.32	0.44
p19	J27	J24	9.59	0.16	0.00	0.36	0.53
P2	j17	J29	-16.92	0.53	0.00	0.50	0.88
P20	J28	J24	7.05	0.08	0.00	0.26	0.29
P21	J28	J29	-12.79	0.18	0.00	0.48	0.95
P22	j16	J28	-4.57	0.24	0.00	0.27	0.40
P23	J23	J20	7.32	0.19	0.00	0.43	1.03
P24	J19	j15	5.21	0.21	0.00	0.30	0.52
P25	J23	j21	5.71	0.18	0.00	0.33	0.62
p26	J24	j25	0.61	0.04	0.00	0.12	0.17
P27	j16	j17	1.15	0.11	0.00	0.22	0.60
P28	j15	j16	-1.96	0.36	0.00	0.38	1.77
P29	j15	j14	1.24	0.29	0.00	0.24	0.71
P3	j3	j17	-13.14	0.14	0.00	0.39	0.53
P30	j14	j13	-1.59	0.18	0.00	0.31	1.15
p31	j8	j14	-1.16	0.16	0.00	0.22	0.62
P32	j6	j8	0.42	0.02	0.00	0.08	0.08
P33	j5	j6	4.16	0.34	0.00	0.54	2.74
P34	j15	j5	4.09	0.09	0.00	0.24	0.32
P35	j3	j5	1.75	0.19	0.00	0.23	0.48
P36	j9	j8	-0.10	0.00	0.00	0.02	0.00
P37	j6	j7	1.82	0.62	0.00	0.35	1.52
P38	j4	j3	-2.46	1.13	0.00	0.47	2.78
p39	J23	J24	-14.84	0.07	0.00	0.55	1.28
P4	j1	j3	-6.73	0.31	0.00	0.39	0.87
p40	J20	J19	6.26	0.04	0.00	0.37	0.75
p43	J30	J29	30.54	0.07	0.00	0.46	0.48
p44	J27	J30	-18.46	0.17	0.00	0.44	0.60
P5	j2	j1	-1.93	0.69	0.00	0.37	1.70
P6	j4	j2	-0.92	0.14	0.00	0.18	0.39
P7	j4	j7	0.25	0.01	0.00	0.05	0.03

P8	J10	j7	-0.64	0.05	0.00	0.12	0.18
P9	J10	j9	-3.70	0.65	0.00	0.48	2.17

N D N O D E R E S U L T S

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (l/s)	HYDRAULIC GRADE (m)	NODE ELEVATION (m)	PRESSURE HEAD (m)	NODE PRESSURE (kpa)
j1		4.80(0.56)	327.13	303.00	24.13	236.62
J10		4.34(0.56)	326.23	298.39	27.84	273.05
J11		0.46(0.56)	326.97	298.75	28.22	276.74
j12		0.46(0.56)	327.08	297.00	30.08	294.97
j13		4.99(0.56)	327.23	300.39	26.84	263.17
j14		1.67(0.56)	327.05	301.40	25.65	251.50
j15		1.84(0.56)	327.33	304.78	22.55	221.18
j16		1.46(0.56)	327.69	305.33	22.36	219.27
j17		4.93(0.56)	327.58	306.00	21.58	211.61
J19		1.06(0.56)	327.54	307.00	20.54	201.48
j2		1.01(0.56)	326.44	300.00	26.44	259.29
J20		1.06(0.56)	327.58	306.50	21.08	206.76
j21		1.19(0.56)	327.60	304.40	23.20	227.51
J22		0.47(0.56)	327.68	301.25	26.43	259.22
J23		1.81(0.56)	327.78	305.35	22.43	219.94
J24		1.19(0.56)	327.85	306.00	21.85	214.30
j25		0.85(0.56)	327.81	306.50	21.31	208.97
J26		0.38(0.56)	327.90	307.19	20.71	203.10
J27		0.19(0.56)	328.01	309.22	18.79	184.32
J28		1.16(0.56)	327.93	308.90	19.03	186.62
J29		0.83(0.56)	328.11	310.90	17.21	168.77
j3		2.20(0.56)	327.43	302.31	25.12	246.38
J30		0.19(0.56)	328.18	312.80	15.38	150.84
j4		3.14(0.56)	326.30	299.55	26.75	262.34
j5		1.67(0.56)	327.25	301.18	26.07	255.63
j6		1.92(0.56)	326.90	301.45	25.45	249.63
j7		1.43(0.56)	326.29	299.05	27.24	267.10
j8		1.48(0.56)	326.88	300.12	26.76	262.44
j9		1.00(0.56)	326.88	300.80	26.08	255.76
R-1		----	329.20	314.20	15.00	147.10

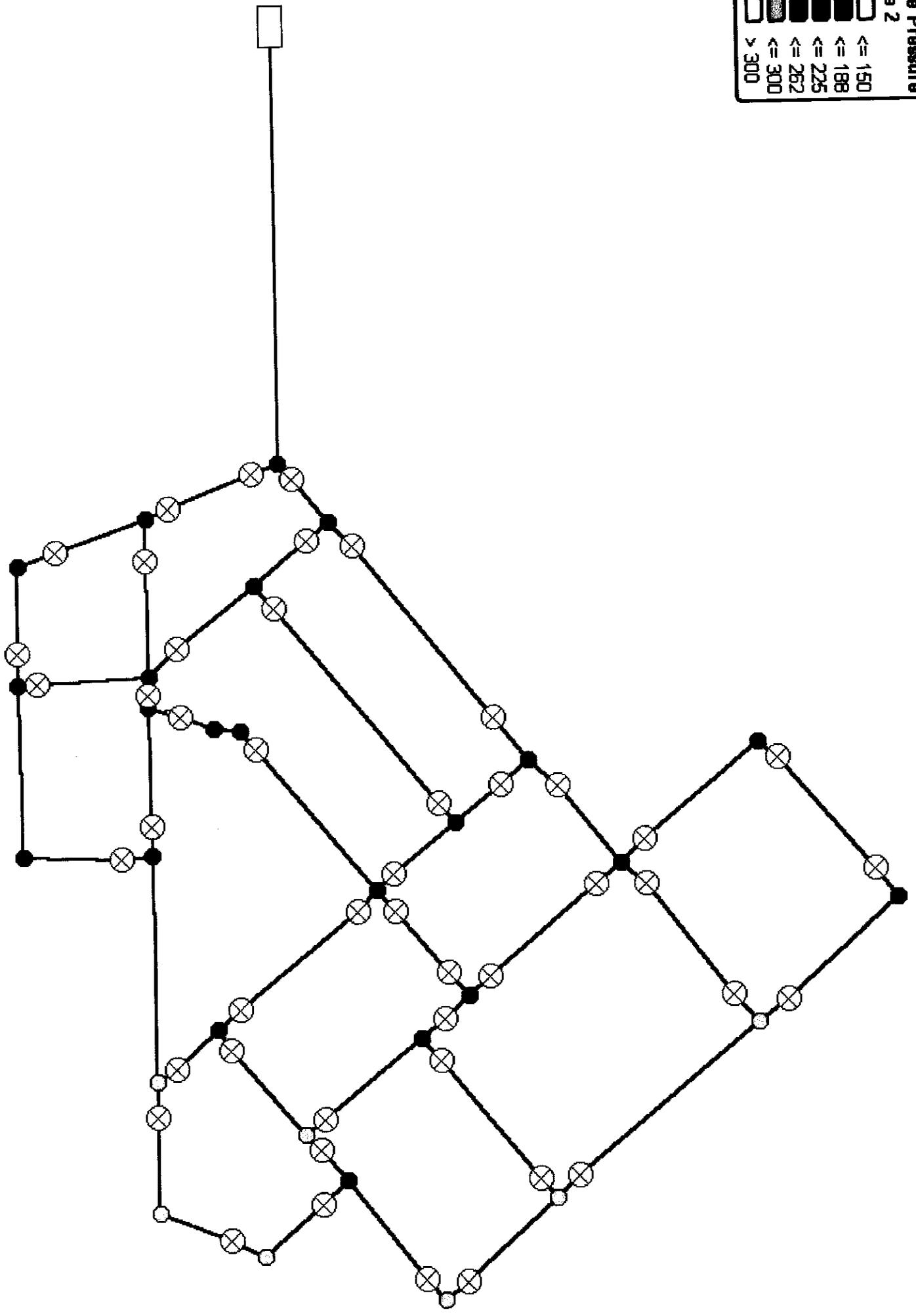
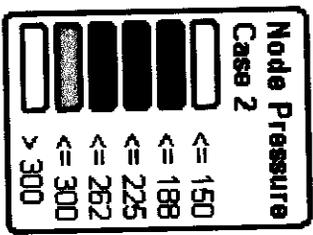
S U M M A R Y O F I N F L O W S A N D O U T F L O W S

- + ) INFLOWS INTO THE SYSTEM FROM SUPPLY NODES
- ) OUTFLOWS FROM THE SYSTEM INTO SUPPLY NODES

NODE NAME	FLOWRATE (l/s)	NODE TITLE
R-1	49.20	

NET SYSTEM INFLOW = 49.20  
NET SYSTEM OUTFLOW = 0.00  
NET SYSTEM DEMAND = 49.20

\*\*\*\*\* HYDRAULIC ANALYSIS COMPLETED \*\*\*\*\*



-----  
Material Cost Summary  
-----

Material	Number	Total Length	Cost/Unit	Total Cost
PVC - 90	14	4265	4095.00	17465175.00
PVC - 110	3	812	5577.00	4528524.00
PVC - 160	10	2849	8940.00	25470060.00
PVC - 200	9	2331	9231.00	21517461.00
PVC - 225	2	871	11333.00	9871043.00
PVC - 250	1	276	13844.00	3820944.00
PVC - 315	2	967	17185.00	16617895.00
-----	-----	-----	-----	-----
Total	41	12371	8026.12	99291102.00

No fittings specified in system

## **Annexe 2.2**

Note de calcul si le réseau est alimenté par les forages

```

* * * * * K Y P I P E 4 * * * * *
*
* University of Kentucky Network Modeling Software
*
* Copyrighted by KPFS 1998
* Version 1.200 - 01/26/2000
*
* * * * *

```

e & Time: Sun Jun 09 10:21:53 2002

```

UT DATA FILENAME ----- C:\WINDOWS\TEMP\RESEAU~2.DT2
CALCULATED OUTPUT FILENAME ----- C:\WINDOWS\TEMP\RESEAU~2.OT2
PROCESSOR RESULTS FILENAME --- C:\WINDOWS\TEMP\RESEAU~2.RS2

```

```

*****
SUMMARY OF ORIGINAL DATA
*****

```

UNITS SPECIFIED

```

FLOWRATE ..... = liters/second
HEAD (HGL) ..... = meters
PRESSURE ..... = kpa

```

THE MANNING HEAD LOSS EQUATION IS USED

PIPELINE DATA

STATUS CODE: XX -CLOSED PIPE CV -CHECK VALVE

PIPE NAME	NODE NAMES #1	NODE NAMES #2	LENGTH (m)	DIAMETER (mm)	ROUGHNESS COEFF.	MINOR LOSS COEFF.
p1	J-1	R-2	59.00	230.80	0.0083	0.00
P10	J11	j9	219.00	147.60	0.0083	0.00
p11	j12	J11	222.00	147.60	0.0083	0.00
P12	j13	j12	251.00	147.60	0.0083	0.00
P13	j13	j21	439.00	184.60	0.0083	0.00
p14	J22	j21	248.00	184.60	0.0083	0.00
P16	j25	J22	332.00	184.60	0.0083	0.00
P17	j25	J26	230.00	184.60	0.0083	0.00
P18	J26	J27	261.00	184.60	0.0083	0.00
p19	J27	J24	305.00	184.60	0.0083	0.00
P2	j17	J-1	542.00	207.80	0.0083	0.00
P20	J28	J24	269.00	184.60	0.0083	0.00
P21	J28	J29	189.00	184.60	0.0083	0.00
P22	j16	J28	601.00	147.60	0.0083	0.00
P23	J23	J20	189.00	147.60	0.0083	0.00
P24	J19	j15	406.00	147.60	0.0083	0.00
P25	J23	j21	285.00	147.60	0.0083	0.00
p26	J24	j25	253.00	81.40	0.0083	0.00
P27	j16	j17	185.00	81.40	0.0083	0.00
P28	j15	j16	201.00	81.40	0.0083	0.00
P29	j15	j14	408.00	81.40	0.0083	0.00
P3	j3	j17	270.00	207.80	0.0083	0.00
P30	j14	j13	156.00	81.40	0.0083	0.00
p31	j8	j14	267.00	81.40	0.0083	0.00
P32	j6	j8	291.00	81.40	0.0083	0.00
P33	j5	j6	125.00	99.40	0.0083	0.00
P34	j15	j5	272.00	147.60	0.0083	0.00
P35	j3	j5	388.00	99.40	0.0083	0.00
P36	j9	j8	118.00	81.40	0.0083	0.00
P37	j6	j7	406.00	81.40	0.0083	0.00
P38	j4	j3	408.00	81.40	0.0083	0.00
p39	J23	J24	58.00	184.60	0.0083	0.00

P4	j1	j3	352.00	147.60	0.0083	0.00
p40	J20	J19	52.00	147.60	0.0083	0.00
p42	J-1	J29	58.00	207.80	0.0083	0.00
p43	J30	J29	150.00	290.80	0.0083	0.00
p44	J27	J30	277.00	230.80	0.0083	0.00
P5	j2	j1	405.00	81.40	0.0083	0.00
P6	j4	j2	360.00	81.40	0.0083	0.00
P7	j4	j7	516.00	81.40	0.0083	0.00
P8	J10	j7	291.00	81.40	0.0083	0.00
P9	J10	j9	299.00	99.40	0.0083	0.00

D N O D E D A T A

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (1/s)	JUNCTION ELEVATION (m)	EXTERNAL GRADE (m)
j1		1.80	303.00	
J-1		0.00	310.50	
J10		0.96	298.39	
J11		0.83	298.75	
j12		0.83	297.00	
j13		2.12	300.39	
j14		2.98	301.40	
j15		3.28	304.78	
j16		2.61	305.33	
j17		2.01	306.00	
J19		1.89	307.00	
j2		1.80	300.00	
J20		1.89	306.50	
j21		2.13	304.40	
J22		0.84	301.25	
J23		3.23	305.35	
J24		2.12	306.00	
j25		1.52	306.50	
J26		0.68	307.19	
J27		0.34	309.22	
J28		2.08	308.90	
J29		1.48	310.90	
j3		3.93	302.31	
J30		0.34	312.80	
j4		5.60	299.55	
j5		2.99	301.18	
j6		3.42	301.45	
j7		2.56	299.05	
j8		2.65	300.12	
j9		1.79	300.80	
R-2		----	310.80	324.50

O U T P U T O P T I O N D A T A

OUTPUT SELECTION: ALL RESULTS ARE INCLUDED IN THE TABULATED OUTPUT

S Y S T E M C O N F I G U R A T I O N

NUMBER OF PIPES ..... (p) = 42  
NUMBER OF END NODES ..... (j) = 30  
NUMBER OF PRIMARY LOOPS ..... (l) = 12  
NUMBER OF SUPPLY NODES ..... (f) = 1  
NUMBER OF SUPPLY ZONES ..... (z) = 1

RESULTS OBTAINED AFTER 7 TRIALS: ACCURACY = 0.00107

MULATION DESCRIPTION (LABEL)

PELINE RESULTS

STATUS CODE: XX -CLOSED PIPE CV -CHECK VALVE

PIPE NAME	NODE NUMBERS #1	NODE NUMBERS #2	FLOWRATE (l/s)	HEAD LOSS (m)	MINOR LOSS (m)	LINE VELO. (m/s)	HL/1000 (m/m)
p1	J-1	R-2	-60.70	0.38	0.00	1.45	6.50
p10	J11	j9	5.88	0.15	0.00	0.34	0.66
p11	j12	J11	6.71	0.19	0.00	0.39	0.86
P12	j13	j12	7.54	0.27	0.00	0.44	1.09
P13	j13	j21	-12.39	0.39	0.00	0.46	0.89
p14	J22	j21	8.33	0.10	0.00	0.31	0.40
P16	j25	J22	9.17	0.16	0.00	0.34	0.49
P17	j25	J26	-9.89	0.13	0.00	0.37	0.57
P18	J26	J27	-10.57	0.17	0.00	0.39	0.65
p19	J27	J24	11.32	0.23	0.00	0.42	0.74
P2	j17	J-1	-19.53	0.64	0.00	0.58	1.18
P20	J28	J24	10.91	0.19	0.00	0.41	0.69
P21	J28	J29	-17.12	0.32	0.00	0.64	1.70
P22	j16	J28	-4.13	0.20	0.00	0.24	0.33
P23	J23	J20	9.89	0.35	0.00	0.58	1.87
P24	J19	j15	6.11	0.29	0.00	0.36	0.72
P25	J23	j21	6.19	0.21	0.00	0.36	0.73
p26	J24	j25	0.80	0.07	0.00	0.15	0.29
P27	j16	j17	-1.47	0.18	0.00	0.28	0.99
P28	j15	j16	-2.99	0.82	0.00	0.57	4.10
P29	j15	j14	1.51	0.42	0.00	0.29	1.04
P3	j3	j17	-16.05	0.21	0.00	0.47	0.80
P30	j14	j13	-2.73	0.53	0.00	0.52	3.41
p31	j8	j14	-1.26	0.19	0.00	0.24	0.72
P32	j6	j8	-0.06	0.00	0.00	0.01	0.00
P33	j5	j6	5.14	0.52	0.00	0.66	4.17
P34	j15	j5	4.32	0.10	0.00	0.25	0.36
P35	j3	j5	3.81	0.89	0.00	0.49	2.29
P36	j9	j8	1.45	0.11	0.00	0.28	0.97
P37	j6	j7	1.78	0.59	0.00	0.34	1.45
P38	j4	j3	-3.42	2.19	0.00	0.66	5.37
p39	J23	J24	-19.32	0.13	0.00	0.72	2.17
P4	j1	j3	-4.88	0.16	0.00	0.29	0.46
p40	J20	J19	8.00	0.06	0.00	0.47	1.23
p42	J-1	J29	41.17	0.30	0.00	1.21	5.24
p43	J30	J29	-22.57	0.04	0.00	0.34	0.26
p44	J27	J30	-22.23	0.24	0.00	0.53	0.87
P5	j2	j1	-3.08	1.76	0.00	0.59	4.34
P6	j4	j2	-1.28	0.27	0.00	0.25	0.75
P7	j4	j7	-0.90	0.19	0.00	0.17	0.37
P8	J10	j7	1.68	0.38	0.00	0.32	1.29
P9	J10	j9	-2.64	0.33	0.00	0.34	1.10

END NODE RESULTS

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (l/s)	HYDRAULIC GRADE (m)	NODE ELEVATION (m)	PRESSURE HEAD (m)	NODE PRESSURE (kpa)
j1		1.80	323.10	303.00	20.10	197.14
J-1		0.00	324.12	310.50	13.62	133.53
J10		0.96	321.64	298.39	23.25	228.00
J11		0.83	322.11	298.75	23.36	229.11
j12		0.83	322.30	297.00	25.30	248.15
j13		2.12	322.58	300.39	22.19	217.59
j14		2.98	322.05	301.40	20.65	202.47

j15	3.28	322.47	304.78	17.69	173.48
j16	2.61	323.29	305.33	17.96	176.17
j17	2.01	323.48	306.00	17.48	171.40
J19	1.89	322.76	307.00	15.76	154.56
j2	1.80	321.34	300.00	21.34	209.31
J20	1.89	322.82	306.50	16.32	160.09
j21	2.13	322.97	304.40	18.57	182.10
J22	0.84	323.07	301.25	21.82	213.97
J23	3.23	323.18	305.35	17.83	174.84
J24	2.12	323.30	306.00	17.30	169.70
J24	1.52	323.23	306.50	16.73	164.08
j25	0.68	323.36	307.19	16.17	158.59
J26	0.34	323.53	309.22	14.31	140.35
J27	2.08	323.49	308.90	14.59	143.09
J28	1.48	323.81	310.90	12.91	126.63
J29	3.93	323.26	302.31	20.95	205.48
j3	0.34	323.77	312.80	10.97	107.61
J30	5.60	321.07	299.55	21.52	211.08
j4	2.99	322.37	301.18	21.19	207.84
j5	3.42	321.85	301.45	20.40	200.08
j6	2.56	321.26	299.05	22.21	217.85
j7	2.65	321.85	300.12	21.73	213.13
j8	1.79	321.97	300.80	21.17	207.58
j9	----	324.50	310.80	13.70	134.35
R-2					

SUMMARY OF INFLOWS AND OUTFLOWS

) INFLOWS INTO THE SYSTEM FROM SUPPLY NODES  
 ) OUTFLOWS FROM THE SYSTEM INTO SUPPLY NODES

NODE NAME	FLOWRATE (l/s)	NODE TITLE
R-2	60.70	
NET SYSTEM INFLOW = 60.70		
NET SYSTEM OUTFLOW = 0.00		
NET SYSTEM DEMAND = 60.70		

CHANGES FOR NEXT SIMULATION (Change Number = 1)

FUNCTION DEMANDS CHANGED - PLEASE SEE RESULTS TABLE

RESULTS OBTAINED AFTER 2 TRIALS: ACCURACY = 0.00000

PIPELINE RESULTS

STATUS CODE: XX -CLOSED PIPE CV -CHECK VALVE

PIPE NAME	NODE NUMBERS #1 #2	FLOWRATE (l/s)	HEAD LOSS (m)	MINOR LOSS (m)	LINE VELO. (m/s)	HL/1000 (m/m)
p1	J-1 R-2	-52.20	0.28	0.00	1.25	4.81
p10	J11 j9	5.06	0.11	0.00	0.30	0.49
p11	j12 J11	5.77	0.14	0.00	0.34	0.64
P12	j13 j12	6.49	0.20	0.00	0.38	0.81
P13	j13 j21	-10.66	0.29	0.00	0.40	0.66
p14	J22 j21	7.16	0.07	0.00	0.27	0.30
P16	j25 J22	7.88	0.12	0.00	0.29	0.36
P17	j25 J26	-8.51	0.10	0.00	0.32	0.42
P18	J26 J27	-9.09	0.13	0.00	0.34	0.48

p19	J27	J24	9.73	0.17	0.00	0.36	0.55
P2	j17	J-1	-16.79	0.47	0.00	0.50	0.87
P20	J28	J24	9.38	0.14	0.00	0.35	0.51
P21	J28	J29	-14.73	0.24	0.00	0.55	1.26
P22	j16	J28	-3.55	0.15	0.00	0.21	0.24
P23	J23	J20	8.51	0.26	0.00	0.50	1.39
P24	J19	j15	5.26	0.21	0.00	0.31	0.53
P25	J23	j21	5.33	0.15	0.00	0.31	0.54
p26	J24	j25	0.68	0.05	0.00	0.13	0.21
P27	j16	j17	-1.27	0.14	0.00	0.24	0.73
P28	j15	j16	-2.57	0.61	0.00	0.49	3.03
P29	j15	j14	1.30	0.31	0.00	0.25	0.77
P3	j3	j17	-13.80	0.16	0.00	0.41	0.59
P30	j14	j13	-2.35	0.39	0.00	0.45	2.52
p31	j8	j14	-1.08	0.14	0.00	0.21	0.53
P32	j6	j8	-0.05	0.00	0.00	0.01	0.00
P33	j5	j6	4.42	0.39	0.00	0.57	3.08
P34	j15	j5	3.71	0.07	0.00	0.22	0.26
P35	j3	j5	3.28	0.66	0.00	0.42	1.70
P36	j9	j8	1.25	0.08	0.00	0.24	0.72
P37	j6	j7	1.53	0.44	0.00	0.29	1.07
P38	j4	j3	-2.94	1.62	0.00	0.57	3.97
p39	J23	J24	-16.61	0.09	0.00	0.62	1.60
P4	j1	j3	-4.20	0.12	0.00	0.25	0.34
p40	J20	J19	6.88	0.05	0.00	0.40	0.91
p42	J-1	J29	35.41	0.22	0.00	1.04	3.87
p43	J30	J29	-19.41	0.03	0.00	0.29	0.19
p44	J27	J30	-19.12	0.18	0.00	0.46	0.65
P5	j2	j1	-2.65	1.30	0.00	0.51	3.21
P6	j4	j2	-1.10	0.20	0.00	0.21	0.55
P7	j4	j7	-0.77	0.14	0.00	0.15	0.27
P8	J10	j7	1.44	0.28	0.00	0.28	0.95
P9	J10	j9	-2.27	0.24	0.00	0.29	0.81

### N D N O D E R E S U L T S

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (l/s)	HYDRAULIC GRADE (m)	NODE ELEVATION (m)	PRESSURE HEAD (m)	NODE PRESSURE (kpa)
		1.55 (0.86)	323.47	303.00	20.47	200.71
j1		0.00	324.22	310.50	13.72	134.51
J-1		0.83 (0.86)	322.38	298.39	23.99	235.30
J10		0.71 (0.86)	322.73	298.75	23.98	235.21
J11		0.71 (0.86)	322.88	297.00	25.88	253.76
j12		1.82 (0.86)	323.08	300.39	22.69	222.50
j13		2.56 (0.86)	322.68	301.40	21.28	208.74
j14		2.82 (0.86)	323.00	304.78	18.22	178.67
j15		2.24 (0.86)	323.61	305.33	18.28	179.25
j16		1.73 (0.86)	323.74	306.00	17.74	174.01
j17		1.63 (0.86)	323.21	307.00	16.21	159.00
J19		1.55 (0.86)	322.17	300.00	22.17	217.37
j2		1.63 (0.86)	323.26	306.50	16.76	164.37
J20		1.83 (0.86)	323.37	304.40	18.97	186.01
j21		0.72 (0.86)	323.44	301.25	22.19	217.63
J22		2.78 (0.86)	323.52	305.35	18.17	178.22
J23		1.82 (0.86)	323.62	306.00	17.62	172.75
J24		1.31 (0.86)	323.56	306.50	17.06	167.32
j25		0.58 (0.86)	323.66	307.19	16.47	161.50
J26		0.29 (0.86)	323.78	309.22	14.56	142.82
J27		1.79 (0.86)	323.75	308.90	14.85	145.66
J28		1.27 (0.86)	323.99	310.90	13.09	128.38
J29		3.38 (0.86)	323.59	302.31	21.28	208.64
j3		0.29 (0.86)	323.96	312.80	11.16	109.47
J30		4.82 (0.86)	321.97	299.55	22.42	219.83
j4		2.57 (0.86)	322.93	301.18	21.75	213.27
j5		2.94 (0.86)	322.54	301.45	21.09	206.84
j6		2.20 (0.86)	322.11	299.05	23.06	226.11
j7		2.28 (0.86)	322.54	300.12	22.42	219.89
j8		1.54 (0.86)	322.63	300.80	21.83	214.05
j9		-----	324.50	310.80	13.70	134.35

MMARY OF INFLOWS AND OUTFLOWS

INFLOWS INTO THE SYSTEM FROM SUPPLY NODES  
 OUTFLOWS FROM THE SYSTEM INTO SUPPLY NODES

NODE NAME	FLOWRATE (l/s)	NODE TITLE
R-2	52.20	
SYSTEM INFLOW =	52.20	
SYSTEM OUTFLOW =	0.00	
SYSTEM DEMAND =	52.20	

ANGES FOR NEXT SIMULATION (Change Number = 2)

CTION DEMANDS CHANGED - PLEASE SEE RESULTS TABLE

SULTS OBTAINED AFTER 2 TRIALS: ACCURACY = 0.00000

PIPELINE RESULTS

STATUS CODE: XX -CLOSED PIPE CV -CHECK VALVE

PIPE NAME	NODE #1	NODE #2	FLOWRATE (l/s)	HEAD LOSS (m)	MINOR LOSS (m)	LINE VELO. (m/s)	HL/1000 (m/m)
p1	J-1	R-2	-49.17	0.25	0.00	1.18	4.27
p10	J11	j9	4.76	0.10	0.00	0.28	0.43
p11	j12	J11	5.44	0.13	0.00	0.32	0.57
P12	j13	j12	6.11	0.18	0.00	0.36	0.71
P13	j13	j21	-10.04	0.26	0.00	0.38	0.59
p14	J22	j21	6.74	0.07	0.00	0.25	0.26
P16	j25	J22	7.43	0.11	0.00	0.28	0.32
P17	j25	J26	-8.01	0.09	0.00	0.30	0.37
P18	J26	J27	-8.56	0.11	0.00	0.32	0.43
p19	J27	J24	9.17	0.15	0.00	0.34	0.49
P2	j17	J-1	-15.82	0.42	0.00	0.47	0.77
P20	J28	J24	8.84	0.12	0.00	0.33	0.45
P21	J28	J29	-13.87	0.21	0.00	0.52	1.12
P22	j16	J28	-3.35	0.13	0.00	0.20	0.21
P23	J23	J20	8.01	0.23	0.00	0.47	1.23
P24	J19	j15	4.95	0.19	0.00	0.29	0.47
P25	J23	j21	5.02	0.14	0.00	0.29	0.48
p26	J24	j25	0.64	0.05	0.00	0.12	0.19
P27	j16	j17	-1.19	0.12	0.00	0.23	0.65
P28	j15	j16	-2.42	0.54	0.00	0.47	2.69
P29	j15	j14	1.22	0.28	0.00	0.23	0.68
P3	j3	j17	-13.00	0.14	0.00	0.38	0.52
P30	j14	j13	-2.21	0.35	0.00	0.42	2.24
p31	j8	j14	-1.02	0.13	0.00	0.20	0.47
P32	j6	j8	-0.05	0.00	0.00	0.01	0.00
P33	j5	j6	4.16	0.34	0.00	0.54	2.73
P34	j15	j5	3.50	0.06	0.00	0.20	0.23
P35	j3	j5	3.09	0.58	0.00	0.40	1.50
P36	j9	j8	1.18	0.08	0.00	0.23	0.64
P37	j6	j7	1.44	0.39	0.00	0.28	0.95
P38	j4	j3	-2.77	1.44	0.00	0.53	3.52
p39	J23	J24	-15.65	0.08	0.00	0.58	1.42
P4	j1	j3	-3.95	0.11	0.00	0.23	0.30

p40	J20	J19	6.48	0.04	0.00	0.38	0.80
p42	J-1	J29	33.35	0.20	0.00	0.98	3.44
p43	J30	J29	-18.28	0.03	0.00	0.28	0.17
p44	J27	J30	-18.01	0.16	0.00	0.43	0.57
P5	j2	j1	-2.49	1.15	0.00	0.48	2.85
P6	j4	j2	-1.04	0.18	0.00	0.20	0.49
P7	j4	j7	-0.73	0.12	0.00	0.14	0.24
P8	J10	j7	1.36	0.25	0.00	0.26	0.85
P9	J10	j9	-2.14	0.22	0.00	0.28	0.72

### D N O D E R E S U L T S

NODE NAME	NODE TITLE	EXTERNAL DEMAND (l/s)	HYDRAULIC GRADE (m)	NODE ELEVATION (m)	PRESSURE HEAD (m)	NODE PRESSURE (kpa)
j1		1.46(0.81)	323.58	303.00	20.58	201.85
J-1		0.00	324.25	310.50	13.75	134.82
J10		0.78(0.81)	322.62	298.39	24.23	237.65
J11		0.67(0.81)	322.93	298.75	24.18	237.16
j12		0.67(0.81)	323.06	297.00	26.06	255.56
j13		1.72(0.81)	323.24	300.39	22.85	224.07
j14		2.41(0.81)	322.89	301.40	21.49	210.74
j15		2.66(0.81)	323.17	304.78	18.39	180.33
j16		2.11(0.81)	323.71	305.33	18.38	180.24
j17		1.63(0.81)	323.83	306.00	17.83	174.85
J19		1.53(0.81)	323.36	307.00	16.36	160.43
j2		1.46(0.81)	322.43	300.00	22.43	219.96
J20		1.53(0.81)	323.40	306.50	16.90	165.74
j21		1.73(0.81)	323.50	304.40	19.10	187.27
J22		0.68(0.81)	323.56	301.25	22.31	218.80
J23		2.62(0.81)	323.63	305.35	18.28	179.30
J24		1.72(0.81)	323.72	306.00	17.72	173.73
j25		1.23(0.81)	323.67	306.50	17.17	168.36
J26		0.55(0.81)	323.75	307.19	16.56	162.43
J27		0.28(0.81)	323.86	309.22	14.64	143.61
J28		1.68(0.81)	323.84	308.90	14.94	146.49
J29		1.20(0.81)	324.05	310.90	13.15	128.95
j3		3.18(0.81)	323.69	302.31	21.38	209.65
J30		0.28(0.81)	324.02	312.80	11.22	110.06
j4		4.54(0.81)	322.25	299.55	22.70	222.63
j5		2.42(0.81)	323.10	301.18	21.92	215.01
j6		2.77(0.81)	322.76	301.45	21.31	209.01
j7		2.07(0.81)	322.38	299.05	23.33	228.76
j8		2.15(0.81)	322.76	300.12	22.64	222.06
j9		1.45(0.81)	322.84	300.80	22.04	216.12
R-2		----	324.50	310.80	13.70	134.35

### S U M M A R Y O F I N F L O W S A N D O U T F L O W S

- + ) INFLOWS INTO THE SYSTEM FROM SUPPLY NODES
- ) OUTFLOWS FROM THE SYSTEM INTO SUPPLY NODES

NODE NAME	FLOWRATE (l/s)	NODE TITLE
R-2	49.17	

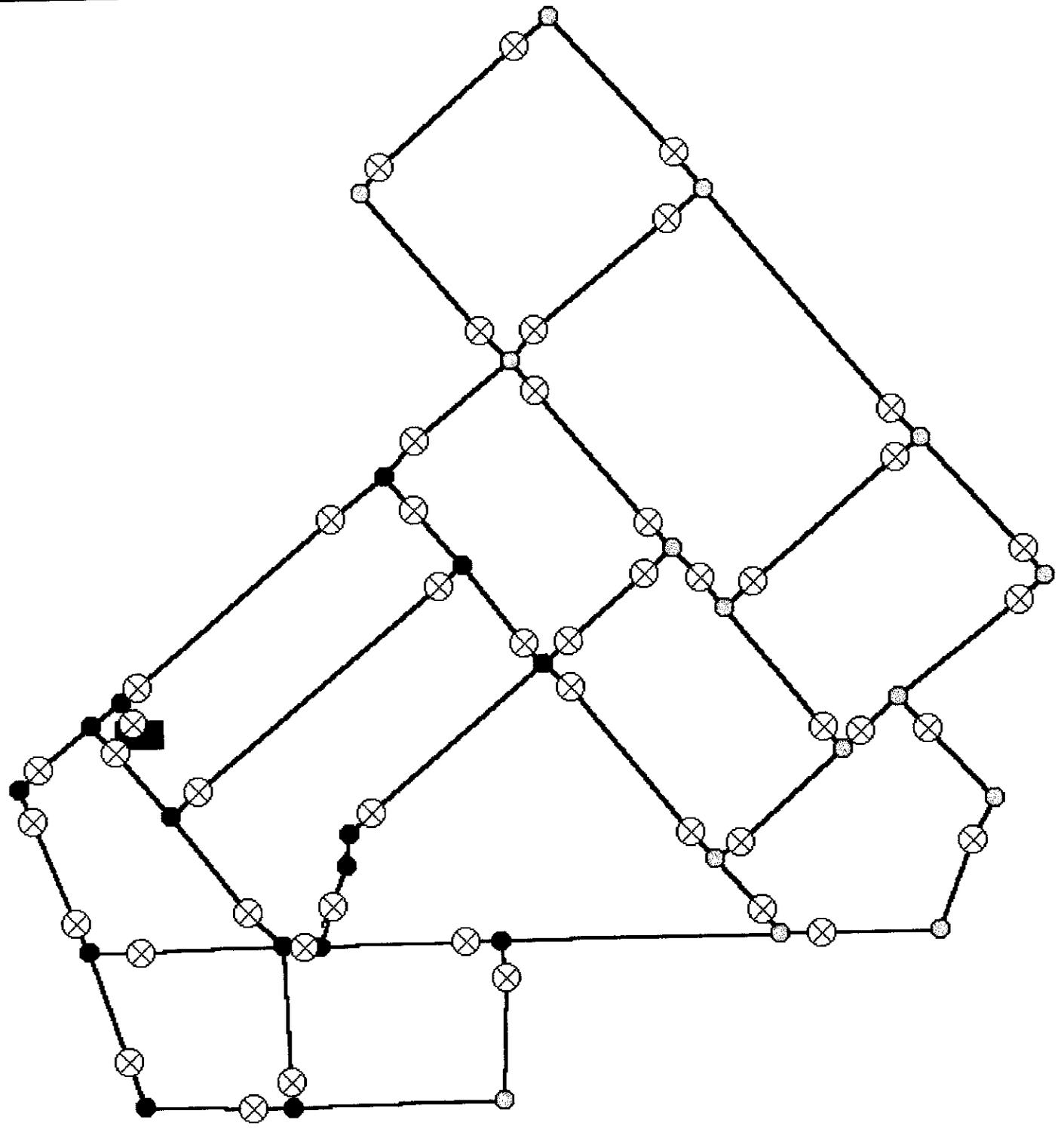
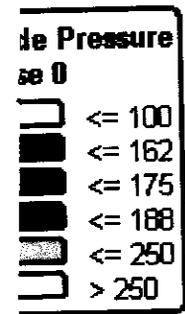
NET SYSTEM INFLOW = 49.17  
NET SYSTEM OUTFLOW = 0.00  
NET SYSTEM DEMAND = 49.17

\*\*\*\*\* HYDRAULIC ANALYSIS COMPLETED \*\*\*\*\*

-----  
Material Cost Summary  
-----

Material	Number	Total Length	Cost/Unit	Total Cost
PVC - 90	14	4265	4095.00	17465175.00
PVC - 110	3	812	5577.00	4528524.00
PVC - 160	10	2849	8940.00	25470060.00
PVC - 200	9	2331	9231.00	21517461.00
PVC - 225	3	870	11333.00	9859710.00
PVC - 250	2	336	13844.00	4651584.00
PVC - 315	1	150	17185.00	2577750.00
-----	-----	-----	-----	-----
Total	42	11613	7411.54	86070264.00

No fittings specified in system



-----  
Material Cost Summary  
-----

Material	Number	Total Length	Cost/Unit	Total Cost
PVC - 90	14	4265	4095.00	17465175.00
PVC - 110	3	812	5577.00	4528524.00
PVC - 160	10	2849	8940.00	25470060.00
PVC - 200	9	2331	9231.00	21517461.00
PVC - 225	3	870	11333.00	9859710.00
PVC - 250	2	336	13844.00	4651584.00
PVC - 315	1	150	17185.00	2577750.00
-----	-----	-----	-----	-----
Total	42	11613	7411.54	86070264.00

No fittings specified in system

## **Annexe 3**

Etudes géophysiques

Université de Ouagadougou  
UFR - Sciences de la Vie et de la Terre  
Laboratoire d'Hydrogéologie  
BP 7021 Tél. 30 70 20

AFCOM  
Afrique Forage  
Compagnie  
Tél. 21 12 53

Les études géophysiques ont consisté en la mise en œuvre de deux méthodes géophysiques : la mesure de la résistivité apparente et la mesure de la conductivité électrique. Les résultats obtenus ont permis de caractériser les différentes couches géologiques présentes dans le terrain d'étude. Les données géophysiques ont été interprétées en fonction des connaissances géologiques et hydrogéologiques du terrain. Les résultats de ces études ont permis de définir les zones favorables à la réalisation de forages et de déterminer les conditions optimales de captation de l'eau souterraine. Les données géophysiques ont également permis de définir les zones à risque de pollution et de recommander des mesures de protection appropriées.

**ETUDES GEOPHYSIQUES D'IMPLANTATION DE CINQ (5) FORAGES A OUAGA 2000**  
**(TRAME D'ACCUEIL DU PROJET ZACA)**

Les études géophysiques ont consisté en la mise en œuvre de deux méthodes géophysiques : la mesure de la résistivité apparente et la mesure de la conductivité électrique. Les résultats obtenus ont permis de caractériser les différentes couches géologiques présentes dans le terrain d'étude. Les données géophysiques ont été interprétées en fonction des connaissances géologiques et hydrogéologiques du terrain. Les résultats de ces études ont permis de définir les zones favorables à la réalisation de forages et de déterminer les conditions optimales de captation de l'eau souterraine. Les données géophysiques ont également permis de définir les zones à risque de pollution et de recommander des mesures de protection appropriées.

Les données géophysiques ont été interprétées en fonction des connaissances géologiques et hydrogéologiques du terrain. Les résultats de ces études ont permis de définir les zones favorables à la réalisation de forages et de déterminer les conditions optimales de captation de l'eau souterraine. Les données géophysiques ont également permis de définir les zones à risque de pollution et de recommander des mesures de protection appropriées.

Les données géophysiques ont été interprétées en fonction des connaissances géologiques et hydrogéologiques du terrain. Les résultats de ces études ont permis de définir les zones favorables à la réalisation de forages et de déterminer les conditions optimales de captation de l'eau souterraine. Les données géophysiques ont également permis de définir les zones à risque de pollution et de recommander des mesures de protection appropriées.

95  
**O.N.E.A. - DEX**  
A/R enregistré à l'arrivée  
Le... 2002... S/N°... M.S.

Mars 2002

## Introduction

Dans le cadre du projet ZACA, il est prévu le déplacement des habitants des zones concernées. A cet effet, un site a été choisi en vue de leur accueil. Il est alors nécessaire de mettre à la disposition de ces populations de l'eau potable comme c'était le cas dans leurs anciennes zones. Les réseaux habituels d'approvisionnement de l'ONEA n'étant pas disponibles sur le site ou même à proximité, il a donc été décidé de la réalisation de cinq (5) forages d'eau pour palier ce déficit. C'est ainsi que le Laboratoire d'hydrogéologie de l'Université de Ouagadougou a été chargé de l'étude géophysique en vue de leur implantation. Les travaux se sont déroulés en trois phases. La première a consisté en une reconnaissance hydrogéologique du site ; la deuxième en la réalisation de profils de traînés électriques et la troisième phase en la réalisation de sondages électriques verticaux sur les anomalies conductrices les plus remarquables. Le présent rapport rend compte des travaux effectués et leurs interprétations et fait des propositions de foration.

## Méthodologie

La méthode utilisée sur le terrain consiste en une reconnaissance hydrogéologique de terrain suivie des mesures géophysiques.

La reconnaissance hydrogéologique de terrain a consisté aux repérages des linéaments de photographies aériennes et des indices biologiques pouvant permettre d'orienter plus facilement les recherches, c'est à dire la mise en œuvre des méthodes géophysiques.

Les mesures géophysiques ont consisté en la mise en œuvre de deux méthodes géophysiques: le traîné électrique et le sondage électrique vertical. Le traîné électrique nous a permis de détecter un certain nombre de zones conductrices caractérisées par de faibles valeurs de résistivités apparentes. Des sondages verticaux ont été réalisés sur des zones conductrices anormales en vue de préciser les horizons de terrains aquifères.

## Les travaux réalisés

Les travaux ont consisté à réaliser de dix (10) profils de traîné électrique et de onze (11) sondages électriques. Les profils sont de longueurs variables (entre 150 m et 1 200 m). Il en est de même de leur direction. Ceci nous a permis de cerner au mieux toute la zone d'étude et de caractériser ainsi les zones anormales favorables. Les meilleures zones se situent des côtés Est et Ouest du site.

A l'issue des travaux de prospection par le traîné électrique, la zone d'étude a été divisée en six (6) plate formes comme le montre la figure 1.

Il faut aussi signaler que la présence éparsée de tombes sur le site a gêné les travaux surtout pour les sondages. Ainsi, nous nous sommes rendu compte que de très bonnes anomalies conductrices qui pouvaient faire l'objet de sondages se trouvaient dans des zones ayant servi de cimetières. Le tableau 1 ci-après présente les travaux géophysiques réalisés sur le site prospecté.

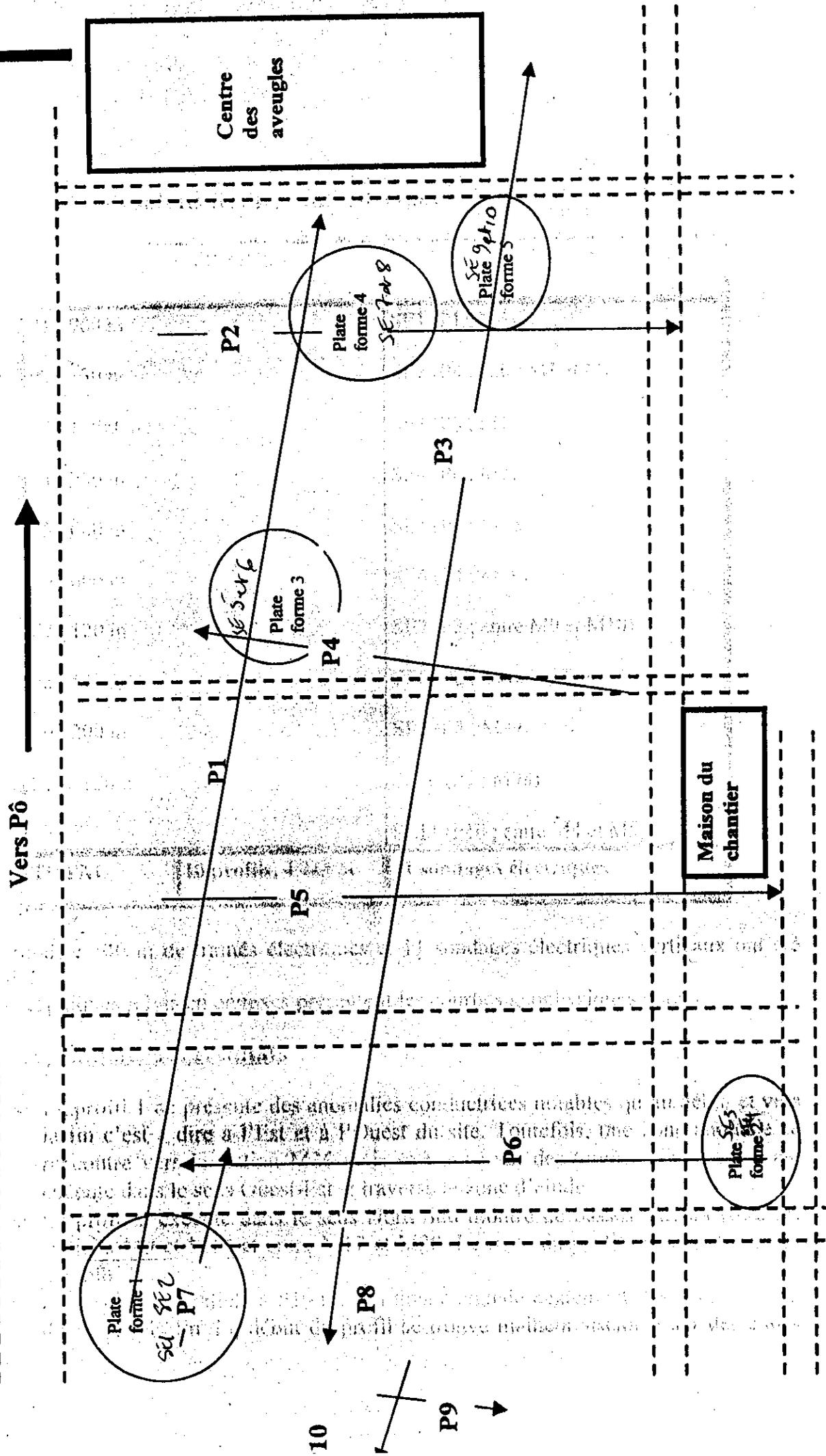


FIGURE 1 : PLAN DE SITUATION DES PROFILS ET DES PLATE-FORMES DE LA TRAME D'ACCEUIL (ZACA)

**Tableau 1 : Résultats des travaux effectués**

PROFILS ELECTRIQUES		SONDAGES ELECTRIQUES
P1 : 900 m	P2 : 330 m	SE1 (P1 ; M6)
P3 : 1 200 m	P4 : 250 m	SE2 (P8 ; entre M1 et M2)
P5 : 600 m	P6 : 600 m	SE3 (P6 ; M1)
P7 : 120 m	P8 : 120 m	SE4 (P6 ; M2)
P9 : 200 m	P10 : 120 m	SE5 (P1 ; M74)
		SE6 (P4 ; M19)
		SE7 (P2 ; entre M9 et M10)
		SE8 (P2 ; entre M18 et M19)
		SE9 (P3 ; M99)
		SE10 (P3 ; M98)
		SE11 (P10 ; entre M4 et M5)
<b>TOTAL sondages</b>	<b>10 profils, 4 440 m</b>	<b>11 sondages électriques</b>

Au total, 4 440 m de traînés électriques et 11 sondages électriques verticaux ont été réalisés.

Les graphiques joints en annexes présentent les courbes géophysiques obtenues.

### Interprétations des résultats

- ❖ Le profil 1 ne présente des anomalies conductrices notables qu'au début et vers la fin c'est à dire à l'Est et à l'Ouest du site. Toutefois, une zone anormale se rencontre vers la station M26 mais se trouve sur des tombes. Ce profil a été exécuté dans le sens Ouest-Est et traverse la zone d'étude.
- ❖ Le profil 2 exécuté dans le sens Nord-Sud montre de basses valeurs entre les stations M9 et M10 et entre M17 et M20. Le reste du profil est sans anomalie notable.
- ❖ Le profil P3 parallèle à P1 et à son image signale également des anomalies au début et à la fin. Le début du profil se trouve malheureusement sur des zones

qui ont servi de cimetière. Seul le côté Ouest a pu être exploité convenablement. Il traverse également le site et va d'Ouest en Est.

- ❖ Le profil P4 signale ses anomalies conductrices les plus remarquables entre les stations M17 et M20. Il est orienté Sud-Nord.
- ❖ Le profil P5 lui ne signale aucune anomalie notable qui puisse faire l'objet d'un sondage électrique. Ce profil recoupe le P1 à la station M26 et est recoupé par le P3 à la station M13.
- ❖ Quant au P6 parallèle au précédent, on note la zone anormale la plus intéressante au début du profil entre M0 et M3. Cette zone se caractérise par la présence d'indices biologiques.
- ❖ Le profil P7 exécuté dans le sens Ouest-Est et qui se situe entièrement du côté Ouest du site étudié présente des anomalies conductrices entre les stations M0 et M3.
- ❖ Le profil P8 exécuté dans le sens inverse du P3 (c'est à dire Est-Ouest) mais qui se présente comme son prolongement, confirme les basses valeurs de résistivité rencontrées par le P3. Comme le P3, ces basses valeurs se situent au niveau de tombes.
- ❖ Le profil P9 se situe du côté Ouest du site. Il a été exécuté dans le sens Nord-Sud. Il présente beaucoup de basses valeurs de résistivité mais ces valeurs ne sont pas vraiment contrastées.
- ❖ Le profil P10 recoupant le P9 à la station M3 présente des valeurs de résistivité plus contrastées que le P9.

Nous avons donc retenu au total onze (11) sondages électriques verticaux sur les différents profils comme le montre le tableau 1 ci-dessus.

Le tableau 2 qui suit donne les interprétations des sondages électriques. On y voit les épaisseurs d'altérations, les profondeurs de foration et les coordonnées géographiques des différents sondages. Il donne également des options et des priorités en vue de la foration.

avons mis en évidence les anomalies des profils de traque électrique et des sondages  
 effectués sur le terrain.

## **Annexe 4**

Fiches de foration des forages à

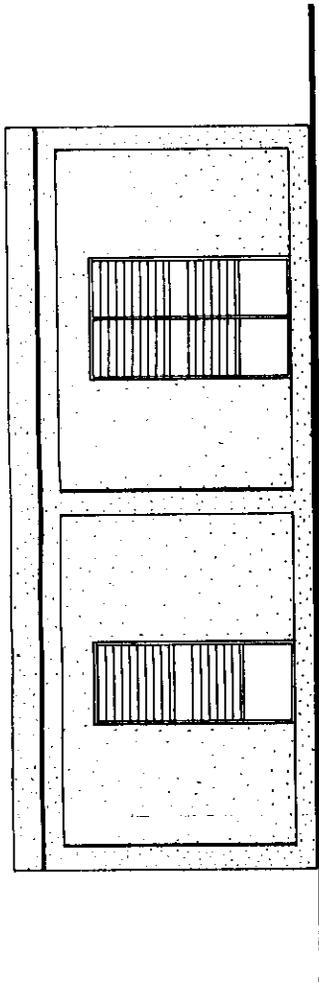


SOCIÉTÉ DE FORAGE COMPAGNE S.A. (SOM) BP 4706 Ouagadougou 01 BURKINA FASO		COUPE DE FORAGE		CLIENT					
<b>PROFONDEUR</b> Forée : 56,2 m Equipée : 46,35  <b>TB provisoire</b> Diamètre 250 Longueur : 29,80  <b>GRAVIER</b> 18 m 35		<b>EQUIPEMENT</b> diam.int : 112 mm diam.ext : 125 mm  Lisses : 37,28 crépines : 9,77 Décanteur : 1,50 ouvertures : 1mm		Forage N° : 3 01 GA  Atelier : GD Sondeur : Zouidi P. Romuald  Date : 02-10/05/2002 Géophysique : méthode : SC Point choisi : SC  Coordonnées : X= Y= Z=  <b>Contact local :</b> Mise à disposition Heures Développement Heures Débit fond de trou : 7 M3/h  TETE Ht/sol : 0,70 m		<b>Village:</b> Guapo 2500 <b>Préfecture:</b> plate forme 3 <b>Province :</b>  <b>OBSERVATIONS</b> Eboulements importants - présence au fond du forage de fragments de pegmatite que la boue ne parvient pas à exporter.  NS 18,75 m			
		Coupe technique	Cotes venues eau et débits	Avancement		GEOLOGIE			
Diamètre en pouces	Profond. (m)		32. VE 38 5,142 9 44 7,2 12	T.T	temps	Prf	Coupe	Description	
1 1/4"	0			1er	22'45"	0	-	-	Argile latéritique
				2ème	27'03"	10	-	-	Arènes argileuses
				3ème	34'50"	13	-	-	Arènes granules
B	29,8			4ème	42'30"	20	-	-	granitiques
8"	32,01			5ème	53'35"	30	-	-	
				6ème	16'32"	32	-	-	pegmatite fissurée
A	38,97			7ème		40	-	-	(Présence de granite altéré)
6 1/2"	41,91			8ème		46	-	-	granite fissuré
A	44,85			9ème		52	-	-	granite sain
	46,35			10ème		56	-	-	
	50,20			11ème		60	-	-	
	56,30			12ème		80	-	-	
<b>Forage</b> FR=rotary E=eau B=boue M=mousse MF=marteau fond de trou						<b>VISA CONTROLEUR</b>			
<b>Tubage/Equipement</b> TP=tubage provisoire, T= tube plein, C=tube crépiné P= packer Ci=cimentation T.T= train de tige, HS=hors sol NS=niveau statique, ND=niveau dynamique G.D.= Gardner Denver, TH60= Ingersol rand TH60						<b>Nom</b>  <b>Bureau d'études:</b>			
A. TAHO									

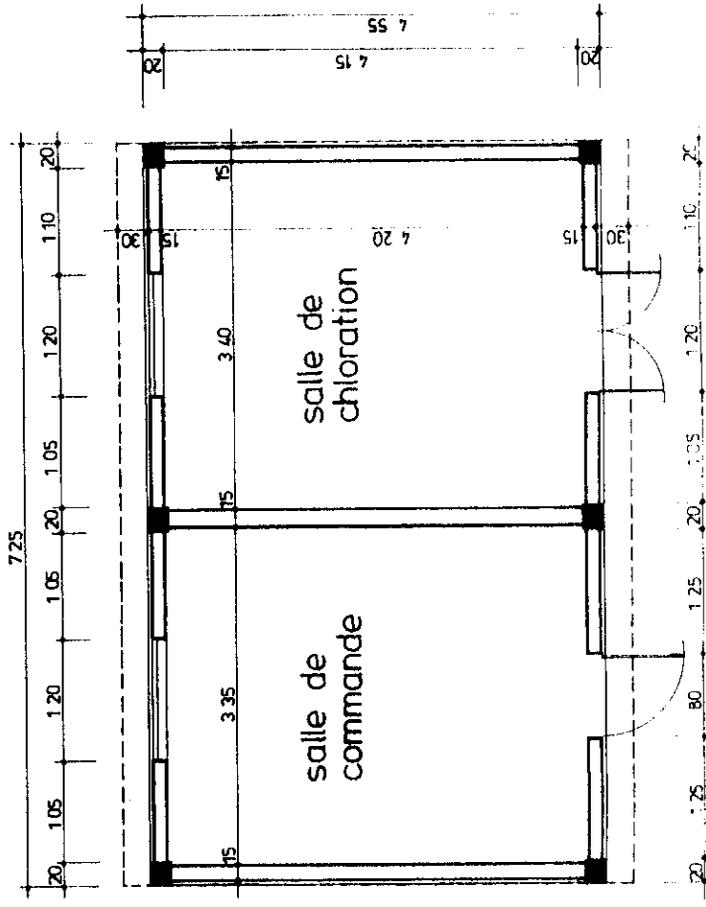


## **Annexe 5**

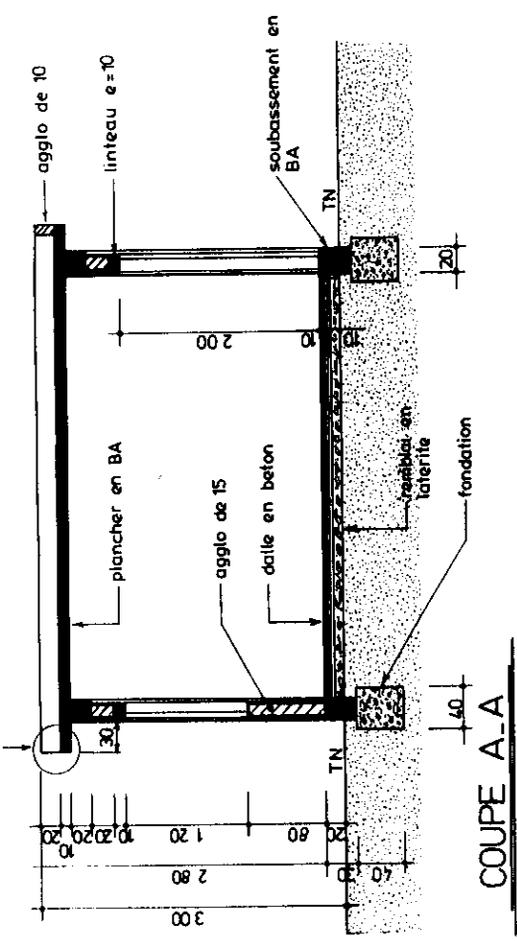
Plan du local de l'unité de traitement



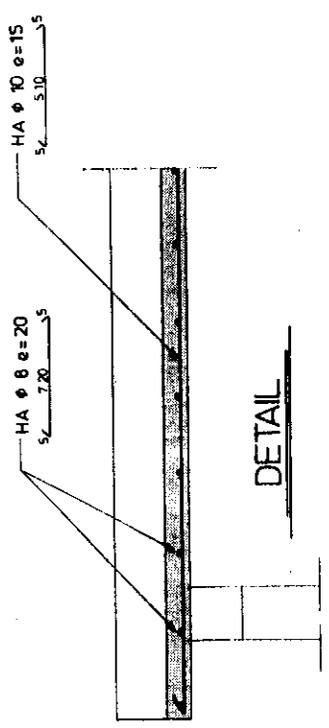
FAÇADE



PLAN



COUPE A-A



DETAIL

ONEA

CONSTRUCTION DE BATIMENT  
POUR L'AEP DE LA CITE OJAGA 2000

PLAN : COUPE : FAÇADE

ECH. 1/50

SL. 42

## **Annexe 6**

Détail du calcul du coût du projet

Devis quantitatif et estimatif pour les travaux de l'alimentation en eau de la trame d'accueil de ZACA

Désignation des ouvrages	Unité	Quantité	Prix unitaire	Prix total
<b>Local abritant l'unité de traitement</b>				
I - Installation et repli du chantier	ff	1	100000	100000
<b>sous total I</b>				<b>100000</b>
<b>II-Terrassement</b>				
fouille en rigole pour fondation	m3	4,6	2000	9200
remblai compacté avec apport	m3	13,5	5000	67500
<b>sous total II</b>				<b>76700</b>
<b>III Maçonnerie -Béton</b>				
Béton de propreté (150kg/m3)	m3	0,3	30000	9000
Béton de fondation(250kg/m3)	m3	4,6	70000	322000
Béton de dallage(200kg/m3)	m3	3,4	65000	221000
Béton armé pour poteaux, poutre, plancher haut(350kg/m3)	m3	6,9	90000	621000
maconnerie en agglos de 0,15m(300kg/m3)	m2	90,56	6000	543360
Enduit extérieur et intérieur(300kg/m3)	m2	183,3	2000	366600
Enduit tyrolien extérieur	m2	90,56	1500	135840
<b>sous total III</b>				<b>2218800</b>
<b>IV Menuiserie métallique</b>				
Porte métallique persiennée 1,20 x2,00	u	1	35000	35000
Porte métallique persiennée 0,80 x2,00	u	1	25000	25000
Porte métallique persiennée 1,20 x1,20	u	2	25000	50000
<b>Sous total IV</b>				<b>110000</b>
<b>V Peinture- Etanchéité</b>				
Peinture Fom sur enduits intérieur et plancher	m2	131,7	1600	210720
Peinture sur menuiserie métallique	ff	1	25000	25000
Paxalumin	m2	36,64	25000	916000
<b>Sous total V</b>				<b>1151720</b>
<b>VI, Electricité</b>				
Fouretage et filerie	ff	1	20000	20000
Lampe néon de 0,60m	u	3	4000	12000
Interrupteur SA	u	2	1500	3000
Interrupteur DA	u	1	2000	2000
Prise de courant monophasé	u	3	2000	6000
Lampe néon de 0,60m	u	1	6000	6000
<b>Total VI</b>				<b>49000</b>
<b>Total local</b>				<b>3706220</b>
<b>Unité de traitement</b>				
fil électrique pour raccordement, bougies(automatisation)	ff	1	250000	250000
pompe doseuse	u	1	1500000	1500000
bac plus agiteur	u	1	1500000	1500000
presostat	u	1	150000	150000

<b>sous total unité de traitement</b>				<b>3400000</b>
<b>Pompes grundfos</b>				
SP16-12	u	1	21000000	21000000
SP27-9	u	1	2400000	2400000
SP8-18	u	1	1850000	1850000
SP16-8	u	2	2000000	4000000
<b>Sous total pompes</b>				<b>29250000</b>
<b>exécution des travaux de foration</b>	u	5	5000000	25000000
<b>sous total forages</b>				<b>25000000</b>
<b>Aménagement tête de forage</b>				
Fouille	m3	24,3	2000	48600
Béton armé (350kg/m3)	m3	11,5	90000	1035000
Béton de propreté(150kg/m3)	m3	1	30000	30000
<b>sous total aménagement</b>				<b>1113600</b>
<b>Équipement électrique des forages</b>				
Electrodes	u	15	18900	283500
Boite de jonction Rif 410J	u	5	33600	168000
Cable électrique 4 X 4 mm2	u	300	3150	945000
Cable electrode	u	900	1260	1134000
Boite de derivation étanche	u	5	11550	57750
Collier colson	u	5	11550	57750
Barette de domino de 10mm2	u	10	1050	10500
Cable électrique de 4 X 6 mm2	ml	250	3150	787500
Cable électrique de 4 X 2,5mm2	ml	250	892,5	223125
Cable électrique de 4 X 10 mm2	ml	50	3937,5	196875
disjoncteur bac (10-30 A)	u	5	6825	34125
Attache pour cable	paquet	5	3150	15750
Cheilles	paquet	5	1050	5250
Armoire électrique de commande(voyant,CTH horaire)	u	1	600000	600000
Vis à bois	u	250	100	25000
<b>sous total équipements électriques</b>				<b>4544125</b>
<b>équipements hydrauliques</b>				
Tube galva 50 mm	ff	5	600000	3000000
Coude galva de 50 x 60	u	30	1500	45000
Manchon union galva Dn 60 x 60	u	5	750	3750
Manchon de 50 x 50	u	50	750	37500
Reduction de 50- 40	u	20	4000	80000
CTB eau DN 40	u	5	75000	375000
Embout fileté DN 63	u	10	2500	25000
Reduction PVC 75- 63	u	8	1750	14000
Manchon de 40	u	20	750	15000
Té galva DN 50	u	20	1500	30000
Robinet d'arrêt de 50 x 60	u	15	12500	187500
Clapet anti-retour DN 50 x60	u	5	12500	62500
Ventouse DN 25	u	5	60000	300000
Manomètre de 0- 6 bars	u	5	3500	17500
<b>Sous total</b>				<b>4192750</b>
<b>Canalisation</b>				
Conduite DN 315	ml	967	17185	16617895
Conduite DN 250	ml	276	13844	3820944
Conduite DN 225	ml	871	11333	9871043

Conduite DN 200	ml	2331	9231	21517461
Conduite DN 160	ml	2849	8946	25487154
Conduite DN 110	ml	812	5577	4528524
Conduite DN 90	ml	4265	4095	17465175
Conduite DN 75	ml	2351	3159	7426809
Conduite DN 63	ml	8603	2552	21954856
Vannes à opercule 300	u	1	1334458	1334458
Vannes à opercule 250	u	6	616398	3698388
Vannes à opercule 200	u	7	401388	2809716
Vannes à opercule 150	u	9	233032	2097288
Vannes à opercule 80	u	18	117027	2106486
singularités	ff	1		5000000
<b>Sous total canalisations</b>				<b>145736197</b>
château d'eau métallique (400m3)	ff	1	50000000	50000000
<b>Sous total château</b>				<b>50000000</b>

## **Annexe 7**

Schéma des adducteurs et implantation des réservoirs du projet Ziga

# ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE OUAGADOUGOU

## Schéma des adducteurs et implantation des réservoirs

### Zème Phase

