

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



GC.0093

ECOLE SUPERIEURE POLYTECHNIQUE  
CENTRE DE THIES

Département de Génie Civil

# PROJET DE FIN D'ETUDES

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

CONCEPTION DE SYSTEMES D'ALIMENTATION  
D'APPOINT AU SEIN DU CAMPUS UCAD 2 :  
VOLET HYDRAULIQUE

PRESENTATION : CAROLE AGBOGBO  
: MOUHAMAĐOU LAMINE DIA

DIRECTEURS INTERNES : M. BAMBA DIAW  
M. SENY TAMBA

2001

# Dédicaces Dédicaces

Louange à Dieu et à son Prophète  
A ma mère, mon père  
A la sœur trop tôt arrachée de mon affection,  
A mes frères et sœurs,  
Aux parents et amis,  
Je dédie ce modeste travail.

Laminie DIA

A DIEU pour toutes les grâces reçues,  
A toute ma famille et particulièrement  
A mon Père et A ma Mère,  
A mon Oncle et sa Femme,  
A Yannick, Emmanuelle, Chantal, Patrick, Samuella,  
Je dédie ce travail.

carole A

## REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre gratitude à :

- Messieurs SENI TAMBA et BAMBA DIAW, professeurs à l'ESP pour avoir bien voulu diriger ce projet, pour leurs conseils, leur soutien constant et leur disponibilité tout au long de ce travail ;
- Monsieur IBRAHIMA CISSE, chef du Département de Génie Civil, professeur à l'ESP pour son engagement et son soutien ;
- Madame Adou THIAW GAYE, technicienne au laboratoire d'Hydraulique de l'ESP ;
- L' ensemble du Corps Professoral de l'ESP ;
- Tous nos promotionnaires ;
- Tous ceux qui nous ont aidé de prêt ou de loin dans la réalisation du projet

*prêt*

# SOMMAIRE

Cette présente étude a pu être menée grâce aux cours reçus durant notre formation d'ingénieur ainsi qu'à une documentation diversifiée sur l'hydrogéologie, les machines hydrauliques et le béton armé. L'objectif est de palier aux insuffisances dans la distribution d'eau de la SDE au sein du Campus de l'UCAD2.

Notre étude s'articule sur cinq (5) chapitres. Dans une première phase, nous avons procédé à l'étude hydrogéologique de la nappe dans la zone afin d'apprécier les possibilités d'exploitation des eaux souterraines. Nous avons d'abord fait l'étude géologique puis l'étude des caractéristiques hydrodynamiques et enfin celle des caractéristiques hydrochimiques. Cette phase n'ayant pas donné des résultats satisfaisants, nous avons opté dans la deuxième partie pour un stockage de l'eau dans des réservoirs à partir du réseau de la SDE. Nous avons ainsi déterminé les besoins en eau, puis l'ossature du réseau. Dans cette dernière, nous avons procédé au choix du type d'ouvrage, de leur emplacement, du système de pompage et de l'analyse des pressions.

Le quatrième chapitre est consacré aux calculs de ferrailage des réservoirs. Dans la dernière partie enfin, nous avons procédé à l'étude financière dont l'objectif est d'évaluer le coût des investissements à réaliser. Elle s'est voulue sécuritaire avec une marge de 10% pour les imprévus et autres marges de sécurité.

## LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation du site de l'UCAD et implantation des sondages à DAKAR .....	p.3
Figure 2 : Isobathes du mur de la nappe.....	p.9
Figure 3 : Coupe géologique de Dakar le long de la côte Ouest.....	p.10
Figure 4 : Coupe NW-SE de l'aquifère infrabasaltique.....	p.10
Figure 5 : Coupe géologique de Ouakam à Pikine.....	p.12
Figure 6 : Transmissivités de l'aquifère.....	p.22
Figure 7 : Piézométrie de la nappe en février 2000.....	p.24
Figure 8 : Evolution de la piézométrie au niveau du Km 5.....	p.25
Figure 9 : Carte des résidus secs en février 2000.....	p.28
Figure 10 : Schéma du château d'eau .....	p.45
Figure 11 : Cote à l'aspiration et au refoulement de l'eau.....	p.49

*systeme de pompage  
stratum*

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : <sup>S</sup> stratigraphique au niveau du site de l'UCAD 2.....	p.15
Tableau 1.2 : Valeurs du coefficient de perméabilité . Influence de la granulométrie et du diamètre des grains .....	p.17
Tableau 1.3 : Quelques caractéristiques de sédiments meubles.....	p.21
Tableau 1.4 : Débits d'exploitation actuels des différents forages pompant la nappe infrabasaltique.....	p.31
Tableau 2.1 : Equipements et appareils de l'étage de l'aile Pédagogique.....	p.33
Tableau 2.2 : Equipements et appareils du rez de chaussée de l'aile Pédagogique.....	p.34
Tableau 2.3 : Equipements et appareils de l'étage de l'aile Innovation.....	p.35
Tableau 2.4 : Equipements et appareils du rez de chaussée de l'aile Innovation.....	p.36
Tableau 2.5 : Débit instantané et débit de base des appareils.....	p.38
Tableau 3.1 : Caractéristiques des conduites et pompes.....	p.54
Tableau 3.2 : Calcul des pertes de charges du château d'eau au point le plus éloigné du réseau.....	p.56
Tableau 4.1 : Armatures de la cuve cylindrique.....	p.69
Tableau 4.2 : Armatures de la cuve tronconique.....	p.76
Tableau 4.3 : Calcul des excentricités sur les sections de piliers.....	p.98
Tableau 4.4 : Armatures des piliers.....	p.99
Tableau 4.5 : Armatures des parois transversales de la bache.....	p.114
Tableau 5.1: Récapitulatif quantitatif en matériaux de la superstructure.....	p.121
Tableau 5.2 Devis estimatif.....	p.122

## LISTE DES ANNEXES

<b>Annexe A : Piézométrie et salinité de la nappe en février 2000.....</b>	<b>p.125</b>
<b>Annexe B : Bulletin d'analyses piézométriques et physico-chimiques des eaux en 2000 et 2001.....</b>	<b>p.126</b>
<b>Annexe C : Dosage en béton des structures.....</b>	<b>p.138</b>

# TABLE DES MATIERES

	Page
DEDICACES.....	p.i
REMERCIEMENTS.....	p.ii
SOMMAIRE.....	p.iii
LISTE DES FIGURES.....	p.iv
LISTE DES ANNEXES.....	p.v
LISTE DES ANNEXES.....	p.vi
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>p1</b>
<b>Chapitre 1 : ETUDE HYDROGEOLOGIQUE.....</b>	<b>p.2</b>
<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>p.2</b>
<b>1.1-GEOGRAPHIE ET FORMATIONS GEOLOGIQUES.....</b>	<b>p.2</b>
<b>1.1.1-Géographie.....</b>	<b>p.2</b>
<b>1.1.2-Formations géologiques : lithostratigraphie.....</b>	<b>p.4</b>
1.1.2.1-Formations du secondaire.....	p.4
1.2.2.2-Formations du tertiaire.....	p.4
1.2.2.3-Formations du quaternaire.....	p.5
<b>1.2- SITUATION HYDROLOGIQUE.....</b>	<b>p.6</b>
<b>1.3- ETUDE HYDROGEOLOGIQUE.....</b>	<b>p.7</b>
<b>1.3.1- Etude géologique de l'aquifère.....</b>	<b>p.7</b>
1.3.1.1- Identification des formations lithostratigraphiques.....	p.8
a) Configuration du réservoir.....	p.8
b) Localisation du réservoir dans le sous-sol.....	p.11
c) Structure du réservoir.....	p.13
1.3.1.2- Identification des formations hydrogéologiques.....	p.14
1.3.1.2.1- Log stratigraphique du site.....	p.14
1.3.1.2.2 Perméabilité des couches.....	p.16
<b>1.3.2- Etude hydrodynamique de l'aquifère.....</b>	<b>p.18</b>
1.3.2.1- Type d'aquifère : libre, captif ou semi-captif ?.....	p.18
1.3.2.2- Caractéristiques hydrodynamiques.....	p.18
a) Coefficient d'emménagement et porosité efficace.....	p.19
b) Coefficient de perméabilité et transmissivité.....	p.20



c) Piézométrie de la nappe.....	p.22
1.3.3- Etude hydrochimique.....	p.26
1.3.3.1- Etude des paramètres physiques.....	p.26
1.3.3.2- Etude des paramètres chimiques.....	p.27
1.4-EXPLOITATION ACTUELLE DE LA NAPPE.....	p.29
1.5 - RESUME DE L'ETUDE HYDRO-CHIMIQUE ET RECOMMANDATIONS.....	p.30
Chapitre 2 : ESTIMATION DES BESOINS EN EAU.....	p.32
2.1 - INVENTAIRE DES APPAREILS DE PUISAGE.....	p.32
2.2 - DEBIT DE BASE ET CALCUL DES DEBITS PROBABLES.....	p.36
2.2.1- Débit de base des appareils.....	p.36
2.2.2- Calcul des débits probables.....	p.37
2.3- CALCUL DU BESOIN JOURNALIER.....	p.39
2.3.1- Durée de consommation.....	p.39
2.3.2 - Besoin journalier.....	p.39
2.3.3 - Nombre de jours d'autonomie.....	p.39
2.3.4 - Volume d'eau pour les deux jours d' autonomie.....	p.39
2.3.5 - Réserve incendie.....	p.39
X 2.3.6- Volume d'eau total.....	p.40
Chapitre 3 : OSSATURE DU RESEAU.....	p.41
3.1- LA BACHE ENTERREE.....	p.41
3.2- LE RESERVOIR SURELEVE.....	p.41
3.2.1- Dimensions du réservoir cylindrique.....	p.43
3.2.2- Dimensionnement des conduites du réservoir.....	p.44
3.2.2.1- Calcul du volume du château d'eau.....	p.44

3.2.2.2–	Conduite de trop plein.....	p.46
3.2.2.3 -	Conduite de vidange.....	p.47
3.2.2.4–	Conduite de distribution.....	p.47
3.2.2.5–	Conduite d’aspiration- refoulement.....	p.48
<b>3.2.3-</b>	<b>Choix de la pompe de refoulement.....</b>	<b>p.48</b>
3.2.3.1–	Calcul de la hauteur manométrique.....	p.50
3.2.3.2–	Choix des pompes.....	p.51
3.2.3.3 -	Vérification de la cavitation.....	p.53
<i>Calcul</i>		
<b>x 3.3–</b>	<b>VERIFICATION DE LA PRESSION DISPONIBLE AU POINT LE PLUS ELOIGNE DANS LE RESEAU.....</b>	<b>p.55</b>
<b>3.4–</b>	<b>DESINFECTION DE L’EAU.....</b>	<b>p.57</b>
 <b>Chapitre 4 : CALCUL DE STRUCTURES.....</b>		<b>p.58</b>
 <b>4.1– DETERMINATION DU FERRAILLAGE DU CHATEAU D’EAU.....</b>		
4.1.1–	Hypothèses de calcul.....	p.58
4.1.2–	Rappel des dimensions géométriques.....	p.59
4.1.3–	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	p.59
4.1.4-	Calcul des éléments.....	p.61
4.1.5 –	Dimensionnement des poteaux.....	p.90
4.1.6 –	Semelles.....	p.100
 <b>4.2 – DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR ENTERRE.....</b>		
4.2.1 –	Hypothèses de calcul.....	p.102
4.2.2 –	Rappel des dimensions du réservoir.....	p.102
4.2.3 –	Dalle de couverture.....	p.102
4.2.4 –	Les parois.....	p.106
4.2.4.1 –	Consoles.....	p.107
4.2.4.2-	Radier.....	p.108

4.2.4.3-Parois transversales.....p.113

**Chapitre 5 : ETUDE FINANCIERE.....p.115**

**5.1 DEVIS QUANTITATIF.....p.115**

**5.2 DEVIS ESTIMATIF.....p.122**

# INTRODUCTION

L'eau est une ressource vitale à l'homme, ainsi qu'à tous les secteurs d'activité relatifs à ce dernier. Cependant, sa production et distribution pérenne n'a pas fini de demeurer un problème au Sénégal, et principalement à Dakar. *n'ont*

L'Université, ainsi que certaines institutions de prestige, émettent le vœu de se prémunir contre les carences constatées dans la distribution. Aussi, ce projet, se propose-t-il d'apporter un élément de réponse au cas particulier de l'Université.

Ce projet s'inscrit aussi dans le vœu des autorités de l'Université Cheikh Anta DIOP d'utiliser le potentiel intellectuel et technique qu'elle recèle en son sein, pour résoudre de manière efficiente et optimale ses problèmes techniques.

*elle* Pour assurer l'autonomie en eau de l'UCAD 2, nous avons voulu dans un premier temps examiner les possibilités d'exploitation de la nappe. Ceci a présidé au choix d'une étude hydrogéologique, étude qui montre la faible productivité de l'aquifère. L'intérêt de l'étude cependant, est qu'elle aura apporté un outil d'analyse de l'aquifère sous le site. Nous avons dès lors proposé de mettre en place un système de réservoirs pouvant s'alimenter à partir du réseau de la SDE, stocker, et assurer l'autonomie du campus durant un certain nombre de jours. Une ossature de réseau centrée sur les réservoirs est élaborée et analysée dans son fonctionnement. Puis, dans le but de procéder à l'analyse technique et financière, nous avons réalisé le dimensionnement des différentes structures de l'ouvrage.

# Chapitre 1 : ETUDE HYDROGEOLOGIQUE

## Introduction

Cette première partie sera consacrée à l'étude hydrogéologique de la nappe infrabasaltique de la tête de la presqu'île du Cap Vert. Après la localisation de la Tête de la presqu'île, de ses différentes caractéristiques géologiques et hydrologiques, nous aborderons l'étude des caractéristiques propres de l'aquifère, sa configuration et son exploitation actuelle au niveau de la zone de l'Université afin de voir les possibilités ou non de réalisation d'un forage dans cette zone.

## 1.1-GEOGRAPHIE ET FORMATIONS GEOLOGIQUES

### x 1.1.1-Géographie

La presqu'île du Cap-Vert est située à l'ouest du Sénégal. Ses formations géologiques ont été les premières à être exploitées pour l'alimentation en eau de Dakar. On y distingue deux grandes dômes :

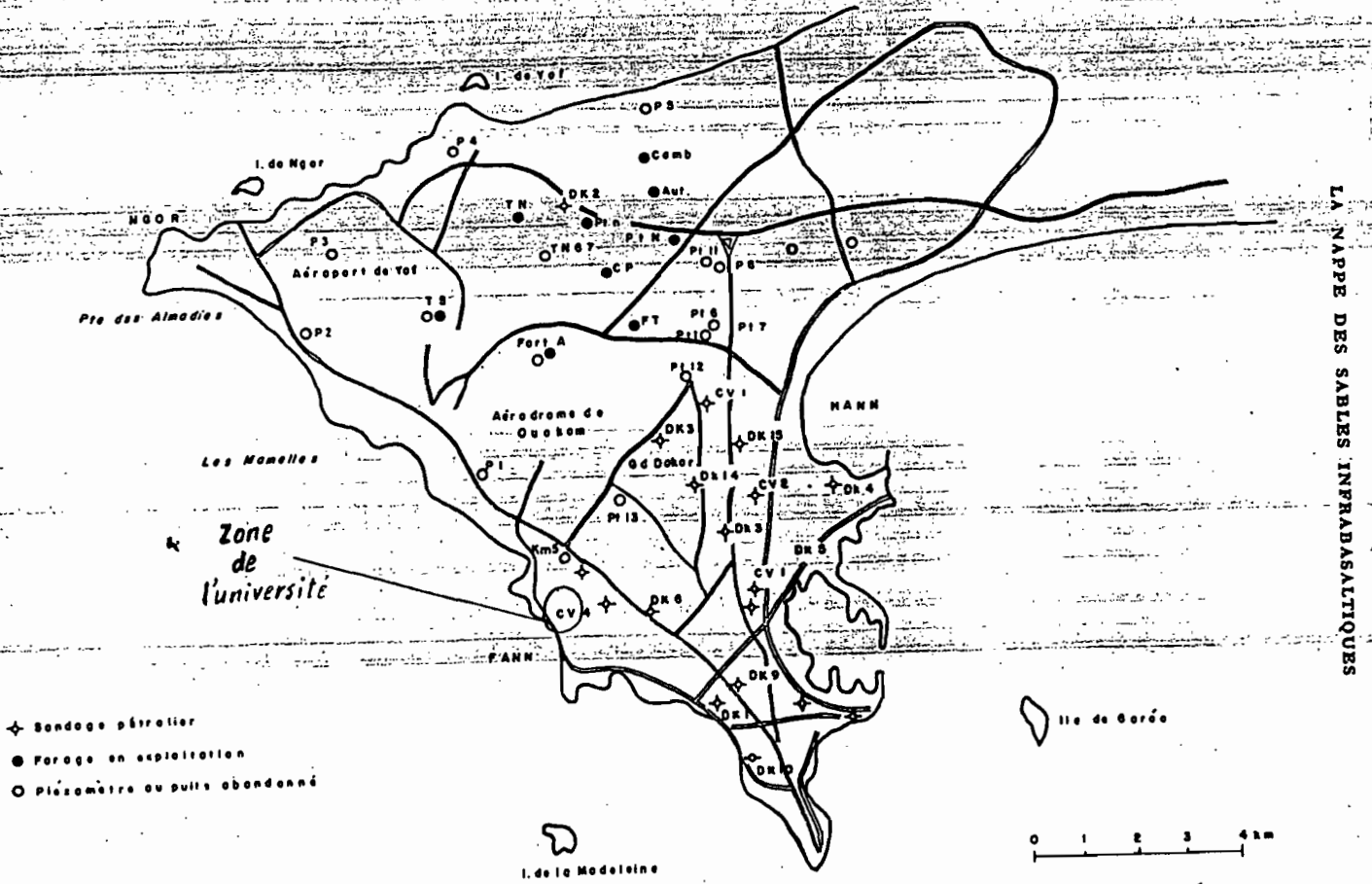
- l'une à l'ouest au niveau de la tête de la Presqu'île,

- l'autre à l'est au niveau du massif de Ndiass.

La tête de la presqu'île qui renferme la nappe infrabasaltique se distingue par un relief accidenté au niveau de l'ancien volcan des Mamelles (sud-ouest) et par les falaises marneuses du sud-est et des dunes de l'est.

Le site de l'UCAD 2 située à l'ouest de la Presqu'île et à proximité de la mer, subit les influences de cette dernière (figure 1).

*prendre les coordonnées géographiques*



**Figure 1** : Localisation du site de l'UCAD et implantation des sondages à Dakar

*faillie  
à 22 km*

## 1.1.2-FORMATIONS GEOLOGIQUES :LITHOS- TRATIGRAPHIE.

Les formations géologiques identifiées dans la région de la tête de la presqu'île s'étendent sur trois ères géologiques :le secondaire, le tertiaire et le quaternaire.

### 1.1.2.1- Formations du secondaire

Elles sont constituées d'argiles grises et de marne grise. Situées à une profondeur de 100m à certains niveaux, elles ont une épaisseur de 60m *espace*.

### 1.1.2.2- Formations du tertiaire

Ce sont essentiellement des argiles et du marne. On retrouve :

\*Le **paléocène inférieur** : marnes argileuses, marnes calcaires et argiles. Situées à 200m dans les sondages, on les rencontre au niveau de l'Anse des Madeleine ou du Palais de la République.

\*Le **paléocène supérieur** : argiles silicifiées. Elle a une épaisseur de 35m *espace* au nord de la tête de la presqu'île dans la zone des Madeleines et de l'Abattoir. Ces argiles constituent la formation de l'Hôpital.

\*L'**éocène inférieur** : Ce sont des marnes calcaires. Elles affleurent dans la zone de la prison de Dakar.

\*L'**éocène moyen** : argiles marneuses jaunes à grises recouvertes de marne calcaire dans la zone de la plage Bernard.

\*L'écène supérieur : argile beige d'environ 100m d'épaisseur identifiée seulement au niveau du sondage DK2 à Yoff.

La fin du tertiaire est marquée par une période volcanique qui a donné naissance aux tufs des Madeleines et des coulées de basanite qui affleurent le long du littoral. Ces coulées sont recouvertes d'une cuirasse latéritique, zone de transition entre le tertiaire et le quaternaire.

### 1.1.2.3 Formations du quaternaire

On distingue le quaternaire ancien et le quaternaire récent.

◆ **Le quaternaire ancien** : C'est une alternance de formations sédimentaires et volcaniques. Il est constitué des sables supérieurs, moyens et inférieurs ainsi que des ensembles volcaniques supérieur, moyen et inférieur. Pour leur étude, on pourra se référer à la partie géologique de l'étude hydrogéologique.

◆ **Le quaternaire récent** : on distingue :

- la couche récente de latérite de Dakar. C'est une couche de graviers ferrugineux d'une épaisseur de 0,5 à 1m. Elle affleure dans la corniche ouest, dans la région des Mamelles et de Ouakam ;
- les sables argileux et limoneux de YOFF rencontrés dans la zone de l'aéroport ;
- les dunes fixées, appelées dunes rouges de l'erg de Pikine tout le long du littoral nord ;
- les plages de coquilles et de galets dans le Cap Manuel ;
- les dunes de Cambèrène orientées NNE-SSW très accidentées qui viennent se plaquer contre les sables argilo-limoneux de Yoff ;
- les dunes fixées situées au niveau de la Patte d'oie et des parcelles assainies.



## 1.2- SITUATION HYDROLOGIQUE

L'étude hydrologique s'appréciera ici à travers la pluviométrie, l'infiltration et l'évapotranspiration.

La saison pluvieuse s'étend à Dakar entre les mois de Juillet à Octobre. La hauteur pluviométrique varie entre 250 et 500 mm, avec une moyenne autour de 400 mm. La période de Novembre à Juin est caractérisée par une saison sèche et humide.

L'alimentation des nappes infrabasaltique et suprabasaltique est uniquement assurée par l'infiltration des eaux pluviales. La nappe infrabasaltique est approvisionnée de deux façons :

- directement par les eaux de pluie qui tombent dans la région sableuse située à l'est de la limite orientale des coulées volcaniques ;
- indirectement par l'écoulement de la nappe suprabasaltique.

$\gamma$  A.MARTIN<sup>[2]</sup> estime que le seuil de réalimentation de la nappe est une pluviométrie de 250 mm.  $\times$  Compte tenu de l'urbanisation très forte dans la Presqu'île et de la présence sur une grande étendue d'une couverture volcanique, on peut estimer que l'apport de l'infiltration n'est pas important. D'où un problème de recharge de la nappe à ce niveau.

L'abaissement du plan d'eau de la nappe est du seul fait des pompages et de l'évapotranspiration. L'évapotranspiration due en grande partie à la présence végétale prend une place très importante dans les pertes d'eau au niveau de la nappe. Des données fiables sur l'évapotranspiration n'ont pu être obtenues. Il serait intéressant d'avoir des données à ce niveau pour apprécier la variation des ressources hydriques au cours de l'année et la capacité de la nappe de répondre aux exigences d'exploitation. Pour la période de 1965 à 1982, l'évapotranspiration annuelle moyenne est estimée à 407.3 mm. Compte tenu de la faible pluviométrie, ceci pose le problème de réalimentation de la nappe à long terme.

## 1.3 - ETUDE HYDROGEOLOGIQUE

L'étude hydrogéologique dont le but est l'identification de l'aquifère repose sur trois critères : géologique, hydrodynamique et hydrochimique.

La géologie identifie les formations lithostratigraphiques par les caractéristiques des matériaux et la structure du sous-sol. Celles-ci déterminent, complétées par des données hydrodynamiques sur l'eau souterraine, les formations hydrogéologiques.

### 1.3.1- ETUDE GEOLOGIQUE DE L'AQUIFERE

L'analyse des études hydrogéologiques qui avaient été faites au niveau de la Presqu'île du Cap-Vert nous a dans un premier temps révélé l'existence d'aquifères qui intéresseraient le site de l'UCAD concerné. Ces aquifères plus connus sous les appellations nappe suprabasaltique et nappe infrabasaltique (en rapport à leur position par rapport aux coulées volcaniques) irriguent le sous-sol de la presque totalité de la Presqu'île. *avec*

Il restait à notre niveau de préciser en quelles proportions ces réserves d'eau souterraine intéressent le domaine de l'Université. Ceci nous amène à identifier les formations lithostratigraphiques. Cette identification sera basée sur la configuration du réservoir, sa localisation dans le sous-sol et sa structure.

Les études menées exclusivement à l'aide des documents traitant des nappes de la Presqu'île du Cap-Vert ont eu deux principaux supports :

“La nappe des sables infrabasaltiques de la tête de la Presqu'île du Cap-Vert”  
de Cheikh B. GAYE, 1986 ; [ 1 ] ;

“Les nappes de la Presqu'île du Cap-Vert” de A.MARTIN, 1970 ; [ 2 ]

### **1.3.1.1 - Identification des formations lithostratigraphiques au niveau du site de l'UCAD 2**

#### **a) Configuration du réservoir**

L'étude du cadre géologique, à travers les différentes coupes réalisées nous a permis de distinguer deux réservoirs du site, réservoirs séparés par une coulée volcanique. Compte tenu des interactions entre les ressources de cette zone et celles aux alentours, on évoquera aussi la configuration de la nappe jouxtant la zone. Il est à noter par ailleurs que les ressources présentes dans la Presqu'île du Cap-Vert ne constituent qu'une seule et même réserve, séparée en certains points en deux par les coulées volcaniques.

La zone de l'Université coïncide avec la phase terminale de la nappe suprabasaltique superposée à celle infrabasaltique.

- La première nappe, dite nappe infrabasaltique, se trouve emprisonnée par les coulées volcaniques qui constituent le toit. Le substratum est constitué d'argiles plastiques jaunes de l'Eocène Inférieur avec quelquefois une couche volcanique de l'ensemble volcanique inférieur. Le substratum affecte la forme d'un plan incliné de 5% vers le Nord-Ouest (figure 2 et figure 3). Il passe de la <sup>côte</sup> cote -20 mètres au pied du plateau de Dakar, à la cote -70 mètres vers la zone de l'aéroport Dakar-Yoff. Au niveau du site de l'UCAD 2, le mur se situe aux alentours de -60 mètres, avec une épaisseur de nappe entre 20 et 25 m (figure 3).

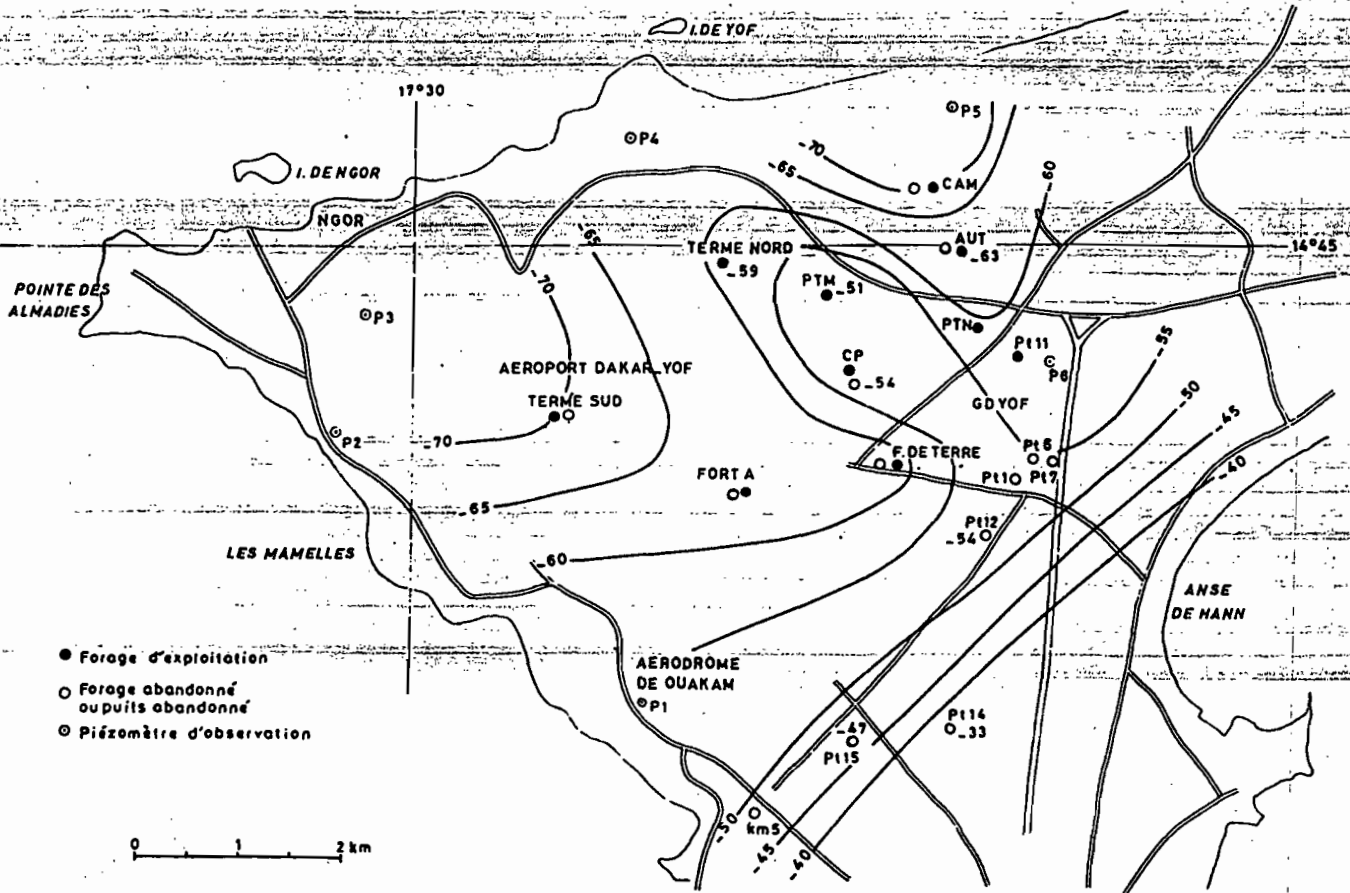


figure 2 : Isobathes du mur de la nappe

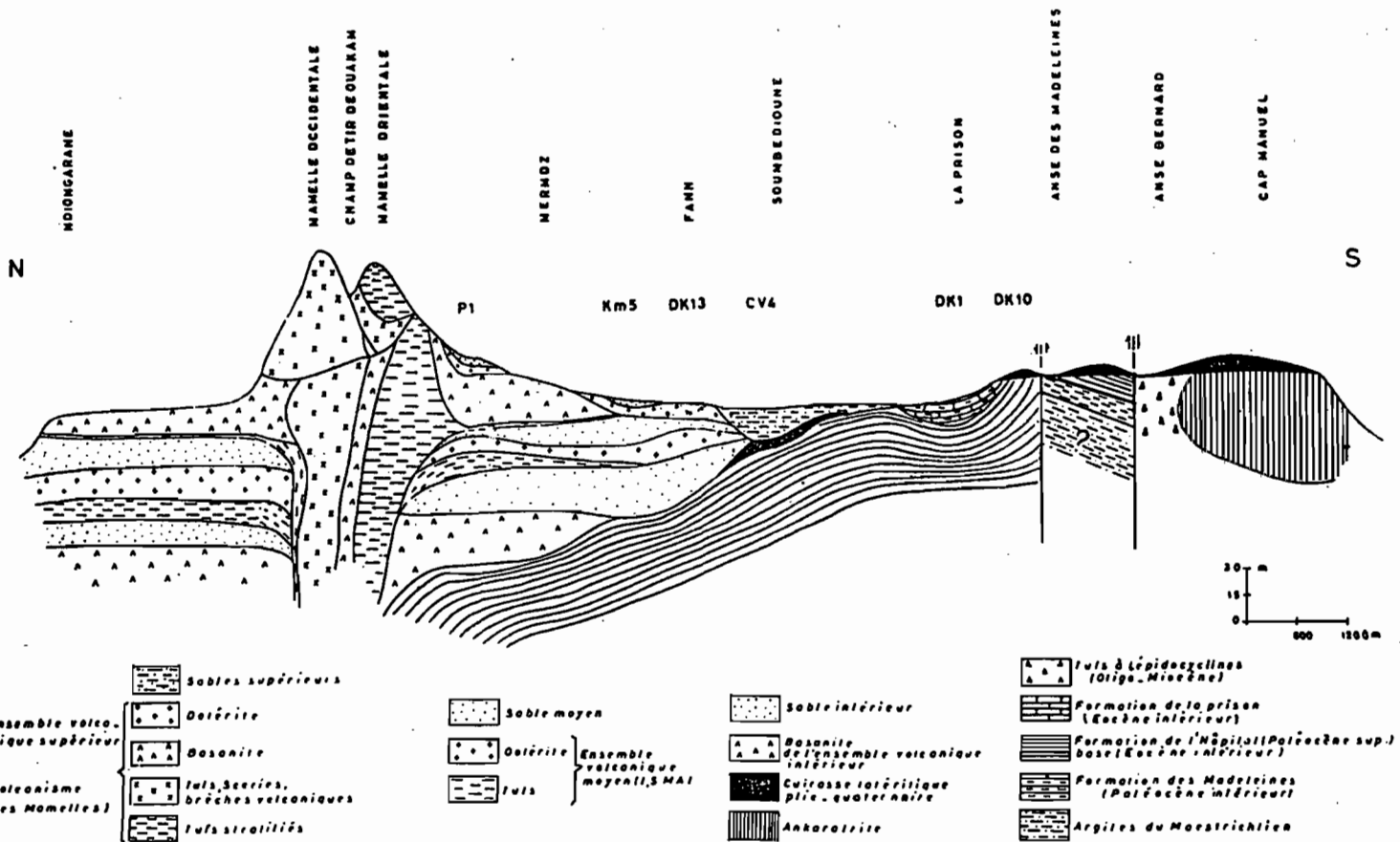


figure 3 : Coupe géologique de Dakar le long de la côte ouest (structure aquifère infra-basaltique)

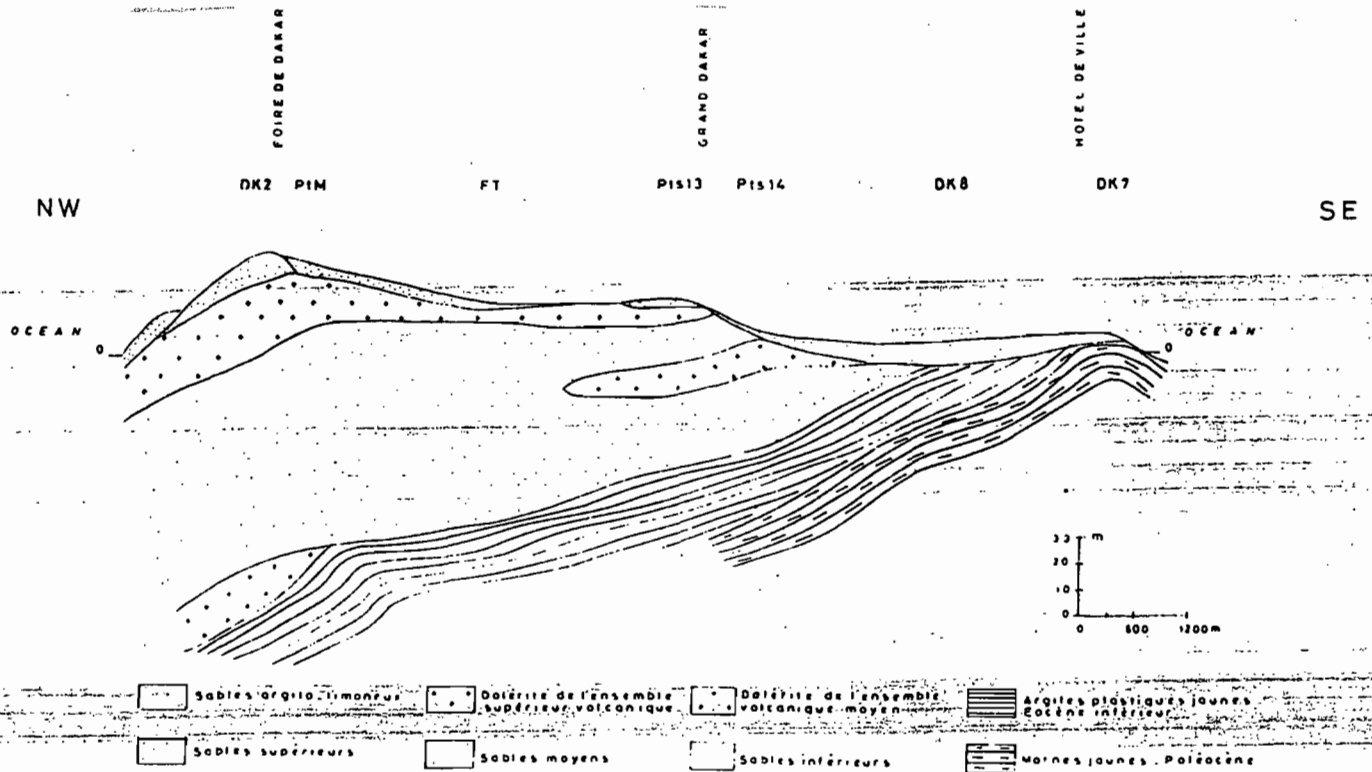


figure 4 : Coupe NW-SE de l'aquifère infrabasaltique

Le toit de cette première nappe est constitué d'une couche volcanique de l'ensemble volcanique moyen. Cette couche occupe tout le littoral Ouest et a tendance à s'effacer vers l'Est et le Nord- Est, provoquant du coup la fusion des nappes suprabasaltique et infrabasaltique. L'épaisseur de la coulée volcanique sous le site concerné est environ de 15 mètres.

- La deuxième nappe constituée de sables du quaternaire a pour appellation : la nappe suprabasaltique. Une coulée volcanique assez aplanie, avec une surélévation au niveau du site forme le mur de la nappe. Comme indiqué ci-dessus, ce mur tend à s'effacer vers l'Est et les sables suprabasaltique et infrabasaltique ne forment plus qu'une masse unique. Le toit est constitué de produits volcaniques relayés par des sables supérieurs au niveau du site ( figure 3). L'épaisseur des sables suprabasaltiques au niveau du site varie de 10 à 15 mètres.

Sur la figure 3, on peut également voir que la nappe se termine à l'ouest, au niveau de Soubédioune, en biseau avec la remontée du substratum. En atteste l'épaisseur faible des réserves aquifères à ce niveau.

### **b) Localisation du réservoir dans le sous-sol**

Les nappes suprabasaltique et infrabasaltique au niveau de la Presqu'île du Cap-Vert sont exclusivement logées dans les formations quaternaires. Formations essentiellement sableuses et marquées par un volcanisme dont les coulées recouvrent une grande partie de la tête de la Presqu'île. A la base des formations quaternaires on retrouve des coulées volcaniques issues de l'ensemble volcanique inférieur et qui jalonnent le littoral Ouest (figure 3 et figure 5).

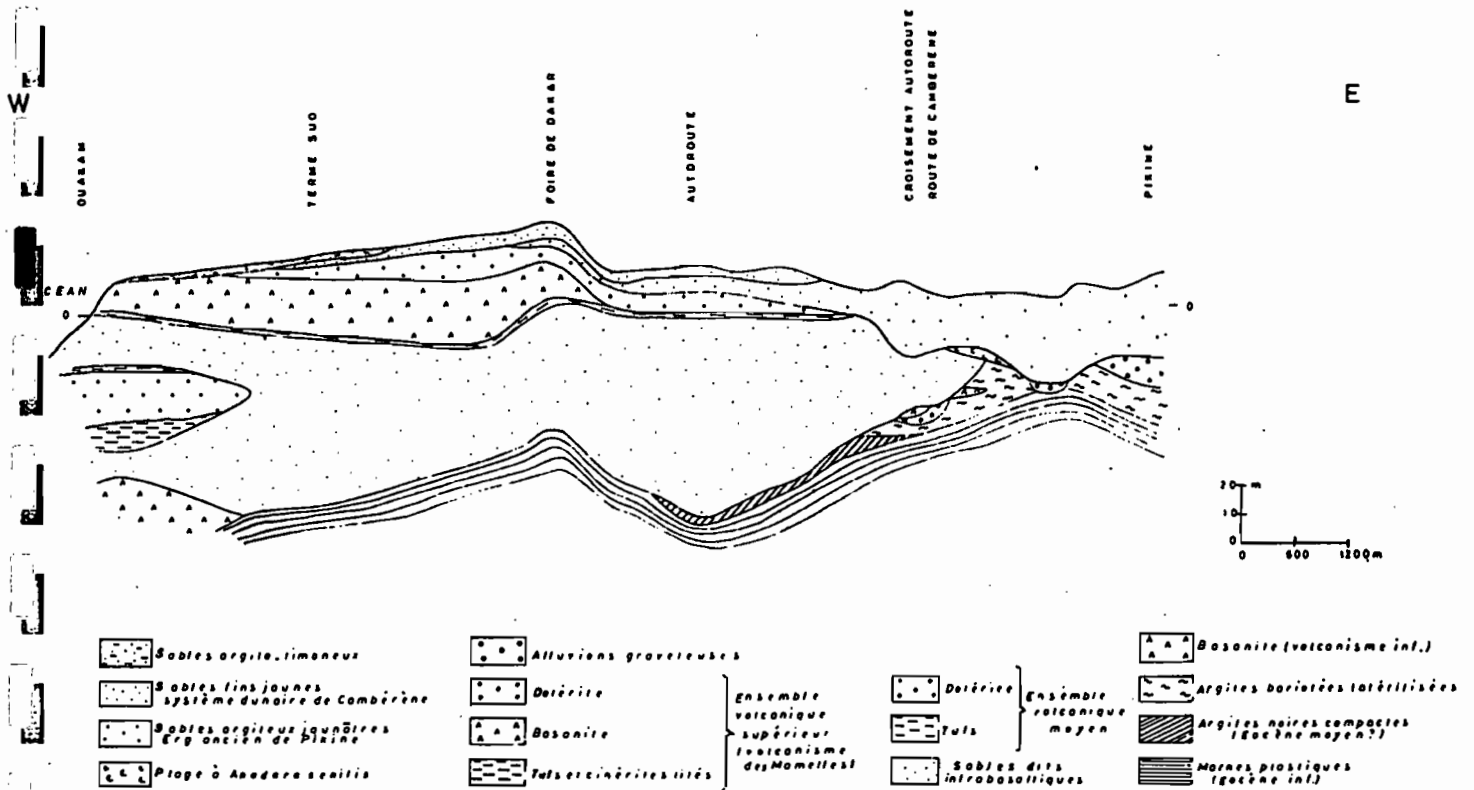


figure 5: Coupe géologique de Ouakam à Pikine (structure aquifère infrabasaltique)

Ces coulées cèdent la place vers l'Est aux sables inférieurs qui lui sont superposés au niveau du littoral Ouest. Un ensemble volcanique moyen recouvre les sables inférieurs de la zone de l'Université. Il est constitué d'un niveau doléritique qui affleure légèrement au niveau des plages de Fann. Ensuite, viennent, toujours au niveau de ce site, des sables de l'ensemble des sables moyens puis une couche volcanique du volcanisme supérieur.

Un troisième niveau de sables dits sables supérieurs et d'épaisseur assez restreinte au niveau du site (entre 5 et 10 m) affleure sur presque toute l'étendue de la Presqu'île.

Le substratum de la nappe infrabasaltique, constitué d'argiles est à la base des formations quaternaires. Ces argiles du Paléocène Supérieur sont connues sous le nom de Formation de l'Hôpital. Et sous cette formation, on retrouve des marnes argileuses ou calcaires du Paléocène Inférieur.

L'exploitation des études réalisées sur le terrain nous a permis d'établir la stratigraphie du terrain au tableau 1.1.

### **c) Structure du réservoir**

L'étude de la structure du réservoir renseigne sur la granulométrie des matériaux de l'aquifère, leur nature et sur l'état de fissuration des couches volcaniques.

Les sables inférieurs, réservoir contenant la nappe infrabasaltique, sont constitués de sables beiges à blancs épais, avec quelques traces argileuses. Leur granulométrie se situe entre 0.15 et 0.123 mm, avec une valeur centrale autour de 0.175 mm. Un autre type de mode entre 0.415 et 0.595 mm (valeur centrale de 0.485) intéresse un fort pourcentage de sables inférieurs.

Les sables moyens et supérieur contenant les nappes superficielles ont pratiquement la même nature et sont constitués de sables roux et épais. Ils ne sont séparés que par une couche volcanique au niveau du site. Les sables supérieurs et moyens ont une granulométrie autour de 0.300 mm, avec des variations de 0.280 à 0.380 mm.

Pour ce qui est de l'état de fissuration des couches volcaniques, aucune étude n'a été faite à ce niveau. Or, il serait intéressant de se faire une idée là-dessus. Les masses volcaniques, ayant une bonne représentativité dans la zone, pourraient constituer de précieuses réserves aquifères, s'il s'avère qu'elles sont assez fissurées. Par ailleurs cet état de fissuration devrait permettre une bonne infiltration des eaux superficielles; ce qui constituerait à l'instar du secteur oriental une autre source d'alimentation.



### **1.3.1.2 - Identification des formations hydrogéologiques aquifères**

Dans le but de progresser dans l'identification des aquifères, le concept géologique de formations lithostratigraphiques doit être complété par des données sur l'eau souterraine. D'où l'étude des formations hydrogéologiques qui intègre, en plus de la lithostratigraphie, des fonctions vis-à-vis du stockage et de l'écoulement de l'eau souterraine.

La caractéristique essentielle d'une formation hydrogéologique est son aptitude à conduire l'écoulement de l'eau, dans des conditions hydrodynamiques imposées, en d'autres termes, son degré de perméabilité. L'étude de ce dernier nous permettra de classer les formations en sols perméables ou imperméables.

#### **1.3.1.2.1- Log stratigraphique du site**

La finalité de cette étude sera l'établissement du Log stratigraphique au tableau 1.1 ci-dessous, tableau qui résume l'étude hydrogéologique faite du site.

Etages	Formations lithostratigraphiques	Profondeur	Figurés lithologiques	Formations hydrogéologiques
Quaternaire	Sables supérieurs	9,00		niveaux piézométriques
	Basalte de l'ensemble volcanique supérieur	17,00		
	Sables moyens ou suprabasaltiques	31,00		Aquifère suprabasaltique
	Basalte de l'ensemble volcanique moyen	43,00		Base de l'aquifère suprabasaltique Toit de l'aquifère infrabasaltique
	Sables inférieurs ou infrabasaltiques	63,00		Aquifère infrabasaltique
Eocène Inférieur	Argiles plastiques jaunes de la Prison			Substratum de l'aquifère infrabasaltique
Paléocène	Marnes jaunes			

tableau1.1- Colonne hydrogéologique au niveau du site de l'UCAD 2

### 1.3.1.2.2- Perméabilité des couches

Sans trop entrer dans les détails, l'on dira que les couches perméables sont essentiellement constituées des sables inférieurs, moyens et supérieurs.

L'exploitation des résultats granulométriques fournit des indications quant aux valeurs de perméabilité des sables.

Pour des sables propres, dont le diamètre effectif des grains est compris entre 0.1 et 3.0 mm, le coefficient de perméabilité est donné par la formule de Hazen :

$$k=0.01d_{10}^2,$$

où k est exprimé en mètre par seconde et le diamètre effectif des grains,  $d_{10}$ , en mm.

- Coefficient de perméabilité des sables inférieurs ( $d_{10}=0.16$  mm) :  
 $k_1 = 2.56 \cdot 10^{-4}$  m/s ;

- Coefficient de perméabilité des sables moyens et supérieurs ( $d_{10}=0.29$  mm) :  
 $k_2 = 8.41 \cdot 10^{-4}$  m/s.

Ces valeurs entrent dans la gamme des sols perméables, avec un assez bon degré de perméabilité. Comme l'illustre le tableau 1.2. Mais du fait de la faible profondeur, les coefficients k ne bénéficient pas d'un accroissement sous l'effet du gradient géothermique ; étant entendu que la perméabilité augmente quand la profondeur augmente.

avec

K		10 <sup>1</sup>	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>	10 <sup>-10</sup>	10 <sup>-11</sup>
GRANULO- METRIE	homo- gène	Gravier pur			Sable pur		Sable très fin			Silt		Argile		
	variée	Gravier gros et moyen		Gravier et Sable		Sable et Argile-Limons								
DEGRES DE PERMEABILITES		TRES BONNE			BONNE		MAUVAISE				NULLE			
TYPES DE FORMATIONS		PERMEABLES					SEMI-PERMEABLES				IMPERMEABLES			

✓ **Tableau 1.2-** Valeur du coefficient de perméabilité.  
Influence de la granulométrie: diamètre des grains et diamètres respectifs (CASTANY, 1986).

## **1.3.2- ETUDE HYDRODYNAMIQUE DE L'QUIFERE**

### **1.3.2.1- Type d'aquifère : libre, captif ou semi-captif ?**

La configuration et la structure de l'aquifère permettent de distinguer le type d'aquifère auquel on a affaire. Nous ferons ici aussi le distinguo entre la nappe infrabasaltique et celle suprabasaltique.

Le substratum de l'aquifère infrabasaltique est constitué par une formation imperméable, à savoir les argiles plastiques jaunes de l'Eocène Inférieur. Son toit est constitué d'une couche volcanique tout à fait imperméable. Compte tenu de cette configuration et de la pression subie de la part des couches supérieures, l'aquifère infrabasaltique est à nappe captive. Cette captivité se manifeste dans toute la partie occidentale.

Pour ce qui est de la nappe suprabasaltique, le substratum constitué des coulées volcaniques est imperméable. Par contre, il y a une remontée des faibles coulées volcaniques qui forment le toit et vers l'Est, on constate sa disparition. Cette nappe suprabasaltique est libre.

### **1.3.2.2- Caractéristiques hydrodynamiques**

Le complexe aquifère réservoir est composé de deux constituants en interactions : le réservoir et l'eau souterraine ou plus précisément conduite de l'eau souterraine.

La première fonction du réservoir est l'emmagasinement réglant le stockage et la libération de l'eau gravitaire. Elle est quantifiée sur la base de deux paramètres : le coefficient d'emmagasinement et la porosité efficace.

La fonction conduite du réservoir permet le transport de quantités d'eau et la transmission d'influences. L'écoulement de l'eau souterraine est déterminé par trois groupes de paramètres hydrodynamiques : coefficient de perméabilité et transmissivité, gradient hydraulique et débit de la nappe.

### a) Coefficient d'emmagasinement et porosité efficace

Nous ne disposons pas d'indications sur la valeur du coefficient d'emmagasinement. Ce coefficient est mesuré sur le terrain, principalement par les pompages d'essai. <sup>mètres</sup>

Cependant, pour les nappes captives, CASTANY estime que  $S$  varie entre 0.001 et 0.0001 et pour les nappes libres entre 0.01 et 0.2.

La porosité efficace est mesurée au laboratoire. Elle est sans dimension, notée  $n_e$ . Elle exprime en pourcentage le rapport du volume d'eau gravitaire,  $V_e$  que le réservoir peut contenir à l'état saturé, puis libérer sous l'effet d'un égouttage complet, à son volume total,  $V_t$ .

$$\text{Porosité efficace, } n_e = V_e / V_t \text{ en \%}$$

Ce paramètre est fonction du temps d'égouttage et de la granulométrie. Ne disposant pas de données pour calculer la porosité des différents réservoirs, nous nous rabattons sur le tableau 1.3 ci-dessous; tableau qui donne en fonction du diamètre efficace des grains  $d_{10}$ , des ordres de grandeur pour les porosités totale et efficace, ainsi que la perméabilité.

Types de sédiments	$d_{10}$ (mm)	$n$ (%)	$n_e$ (%)	$k$ (m/s)
Gravier moyen	2,5	45	40	$3 \cdot 10^{-1}$
Sable gros	0,25	38	34	$2 \cdot 10^{-3}$
Sable moyen	0,125	40	30	$6 \cdot 10^{-4}$
Sable fin	0,09	40	28	$7 \cdot 10^{-4}$
Sable très fin	0,045	40	24	$2 \cdot 10^{-5}$
Sable silteux	0,005	32	5	$1 \cdot 10^{-9}$
Silt	0,003	36	3	$3 \cdot 10^{-8}$
Silt argileux	0,001	38		$1 \cdot 10^{-9}$
Argile	0,0002	47		$5 \cdot 10^{-10}$

**Tableau 1.3**– Quelques caractéristiques de sédiments meubles (CASTANY, 1986)

## b) Coefficient de perméabilité et transmissivité

◆ La perméabilité désigne l'aptitude du réservoir à se laisser traverser par l'eau, sous l'action d'un gradient hydraulique. L'étude de la perméabilité conduite ci-dessus a donné les résultats suivants :

• Les sables inférieurs, constituant la nappe infrabasaltique ont un coefficient de perméabilité de :

$$k_1 = 2.56 \cdot 10^{-4} \text{ m/s ;}$$

• les sables moyens et supérieurs de la nappe suprabasaltique ont un coefficient de perméabilité de :

$$k_2 = 8.41 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$$

Si l'on se réfère au tableau 1.3 ci-dessus, on peut dire que le réservoir est perméable à semi-perméable.

♦ La transmissivité, notée  $T$ , est égale au produit du coefficient de perméabilité,  $k$ , par l'épaisseur de l'aquifère,  $b$ . Elle désigne la productivité du réservoir et régit le débit d'eau qui s'écoule par unité de largeur de l'aquifère, sous l'action d'une unité de gradient hydraulique.

La transmissivité de l'aquifère infrabasaltique est :

$$T = k_i \cdot 20 = 5.12 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$$

✗ Compte tenu de l'épaisseur faible de la nappe (15 à 20m), on peut estimer que la productivité est faible.

✗ L'étude faite par Cheikh Bécaye GAYE estime que la limite de la nappe infrabasaltique se situe au niveau de la zone de l'Université (figure 6). Nous estimons qu'il existe une nappe sous le site de l'UCAD 2, présentant cependant de faibles valeurs de transmissivités. Les faibles transmissivités attestent d'une faible productivité et d'une faible exploitation possible de la nappe. En atteste la figure suivante tirée des données de 1978.

*le qui est  
confirmé par*



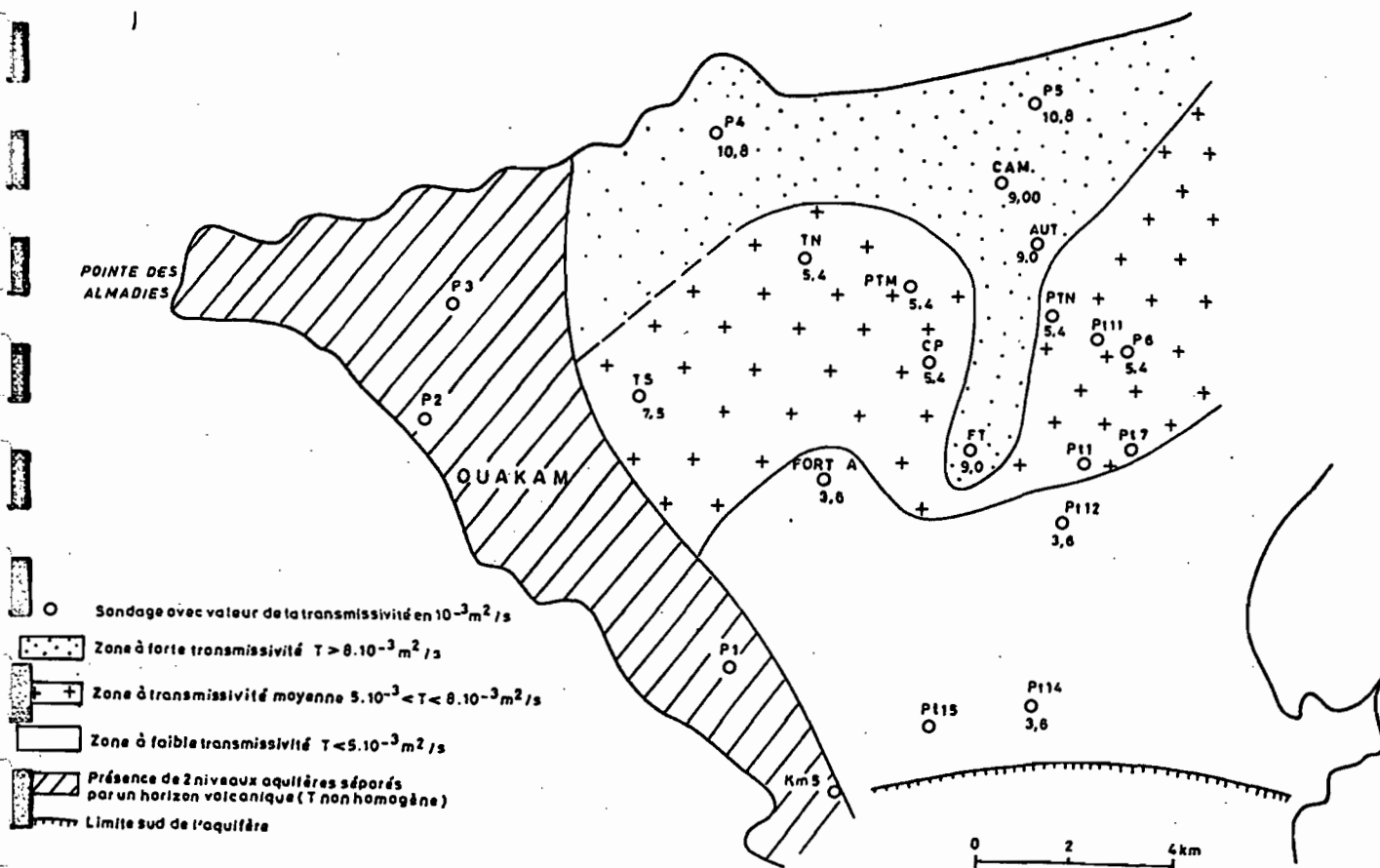


figure 6 : transmissivités de l'aquifère

### c) piézométrie de la nappe

La détermination de la piézométrie de la nappe est un élément essentiel dans l'analyse de paramètres hydrodynamiques tels le gradient hydraulique et le débit de la nappe. Les données de l'annexe A nous ont servi de base pour tracer la carte piézométrique

L'écoulement de l'eau souterraine est régi par le gradient hydraulique. Les lignes de flux sont déterminées ( l'eau s'écoulant des zones à charge élevée vers les zones à charge faible). L'exploitation de la figure 7 donnant l'allure des courbes piézométriques nous permet de calculer le gradient hydraulique qui caractérise la perte de charge par unité de longueur.

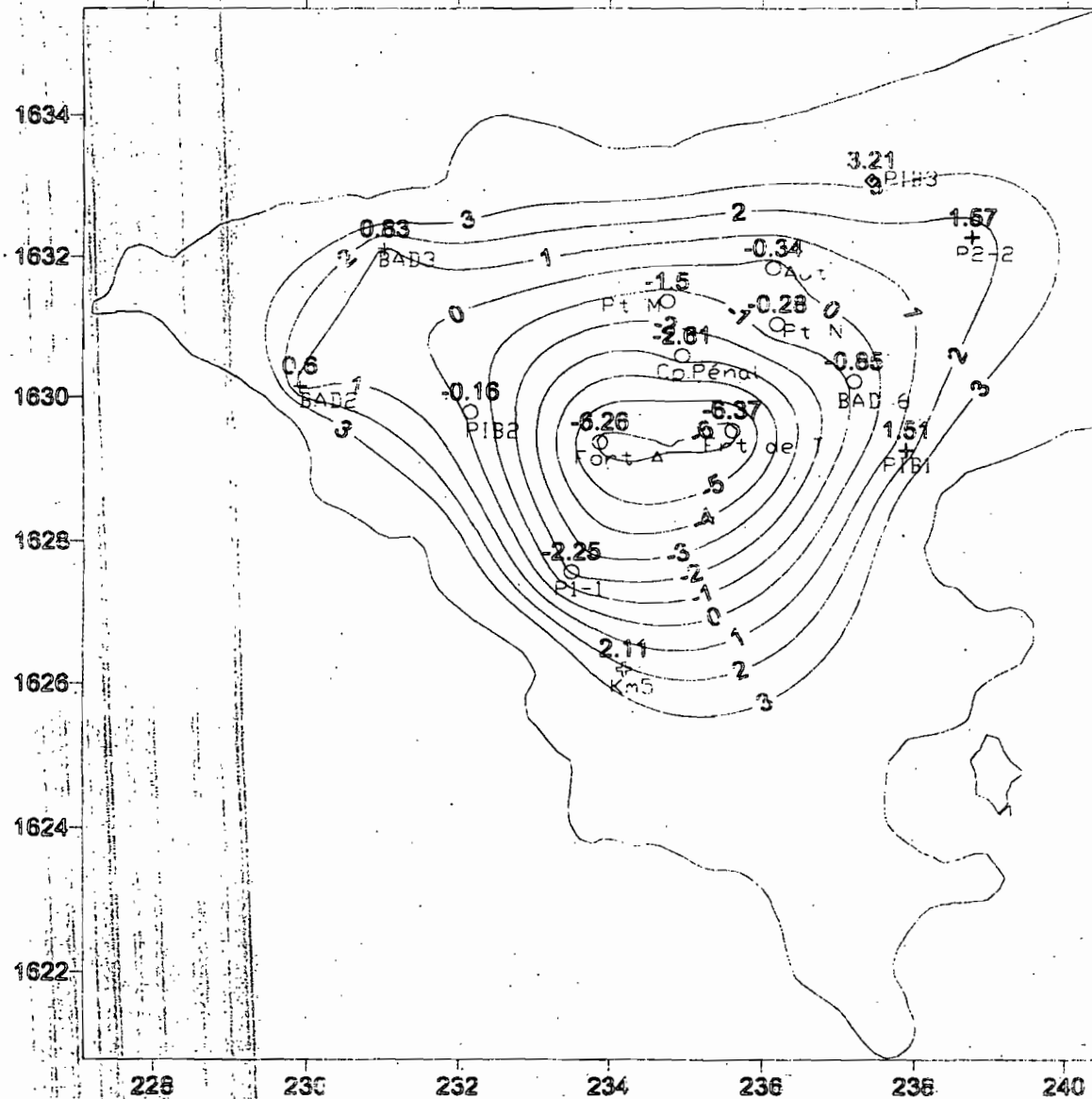
Sur tout le pourtour du littoral, nous avons des niveaux piézométriques bien au-dessus du niveau de la mer (+2m et +3m). La décroissance des côtes piézométriques constatée du

littoral vers le centre indique le sens de l'écoulement qui se fait vers la zone du Front de Terre au centre. On a ici un écoulement radial convergent vers les zones de pompage du centre. D'où l'allure de la nappe en creux.

*Cote*  
Au niveau du Km 5, la valeur du gradient hydraulique calculée en prenant deux points voisins est d'environ 3. Le gradient hydraulique  $i$  est égal au rapport entre la différence de cotes piézométriques et la distance de deux points donnés.  $i = \Delta h/L$ . Cette valeur ajoutée à la rareté des ressources en eau à ce niveau fait craindre une invasion de l'aquifère par les eaux marines salées.

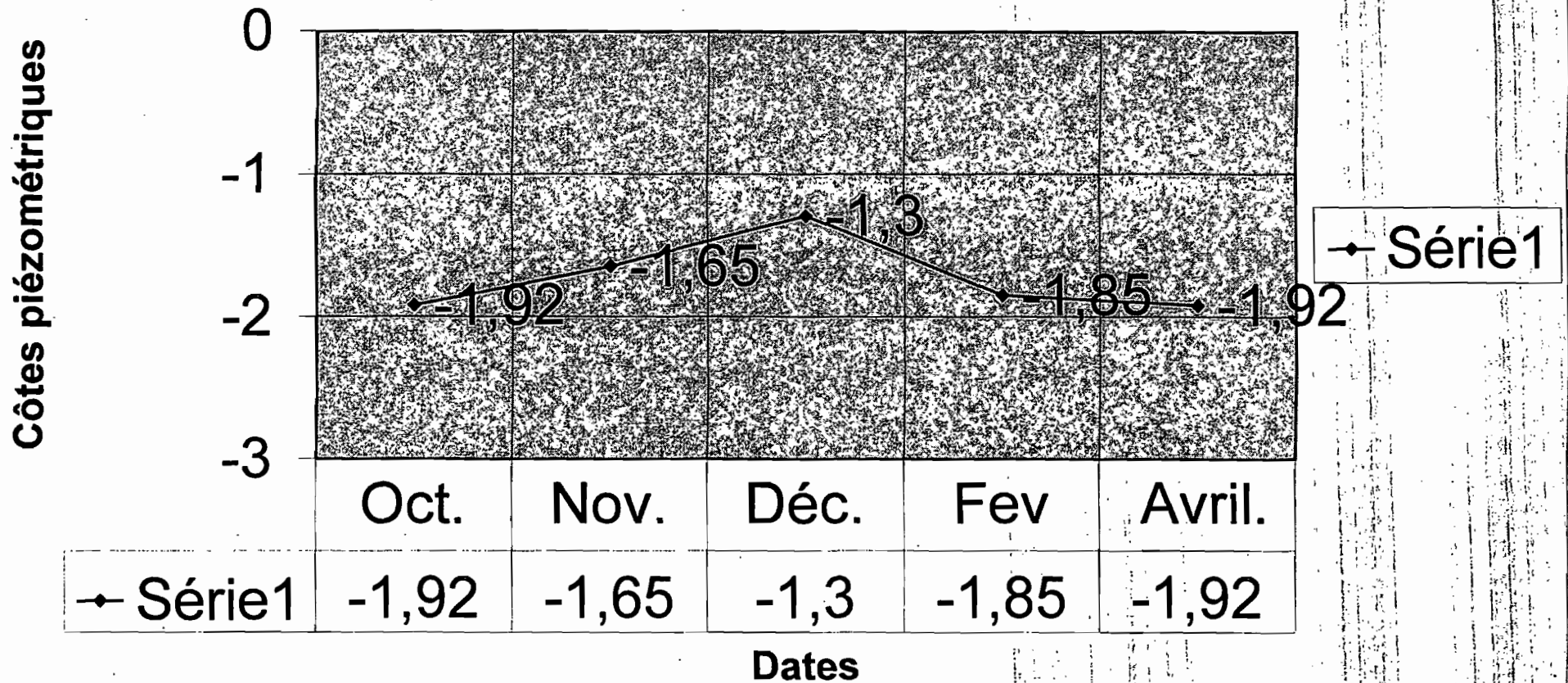
Les hautes eaux s'étalant d'août en décembre, on constate un relèvement de la nappe pendant cette période. En atteste la courbe de la figure 8, donnant l'évolution de la piézométrie au niveau du Km 5 entre août 2000 et avril 2001. L'allure de la nappe de la figure 7 caractérise des données de février 2000.

Cependant, il y a une grande différence entre ces données et celles de l'annexe B, fournies par le laboratoire de la SDE et concernant le poste Km5. Les cotes piézométriques sont en deçà des valeurs de la carte. Ces valeurs, si elles se confirmaient, seraient la preuve d'une réduction des ressources souterraines dans la zone de l'Université.



**FIGURE 7 : PIEZOMETRIE DE LA NAPPE EN FEVRIER 2000**

# Figure 8: Evolution de la piézométrie au niveau du Km 5



### **1.3.3 - ETUDE HYDROCHIMIQUE**

Le but principal de l'étude hydrochimique est de connaître la qualité ou le degré de pollution des eaux souterraines.

Parmi les paramètres physico-chimiques étudiés pour les eaux souterraines, on peut citer :

- Les paramètres physiques : température, pH, conductivité et titre alcalimétrique complet (T.A.C) ;
- Les paramètres chimiques : résidu sec.

#### **1.3.3.1- Etude des paramètres physiques**

- **Température** : Les données de l'annexe B nous indiquent que la température au niveau du poste Km5 varie entre 22°C et 29.7°C. Le poste Km5 est pris comme référence du fait de la proximité de ce dernier avec l'Université. Il y a une possible augmentation en cas d'exploitation par pompage. Ces valeurs sont favorables à une éventuelle exploitation de la nappe. Une température élevée favorise la désinfection. Le chlore par exemple a une efficacité 5 fois plus élevée entre 20°C et 25°C qu'entre 2°C et 5°C. Aussi, une élévation de température, abrège t-elle la survie dans l'eau des kystes, œufs et autres vers parasites.

- **pH** : pour le pH, les données de l'annexe B fournissent un pH variant entre 7 et 8.4. Ces valeurs sont tolérables, au regard des normes Organisation mondiale de la Santé (OMS) qui fixent des valeurs entre 6.5 et 8.5. Le pH doit se maintenir à une valeur inférieure à 8, valeur au-dessus de laquelle la désinfection au chlore n'est plus efficace.

- **Conductivité** : La propriété de l'eau à conduire le courant électrique est reliée à la concentration totale des ions (sels par exemple) qu'elle renferme. La conductivité d'une eau peut donc mesurer globalement toute sa minéralisation. Elle dépasse 1000 µs/cm au niveau du Km 5 et atteint même 1560µs/cm en certaines périodes. La valeur limite OMS étant de

1318 $\mu$ s/cm cette valeur élevée est suspecte quant à la potabilité de l'eau souterraine à ce niveau.

- **Titre alcalimétrique complet** : le titre alcalimétrique complet est dû à la présence de carbonates et bicarbonates. Il indique la dureté de l'eau. Les valeurs trouvées dans la zone varient entre 30°F et 36°F.

### **1.3.3.2- Etude des paramètres chimiques**

Cette étude s'apprécie à travers la minéralisation. Les matières solides peuvent être classées en deux catégories suivant qu'elles sont dissoutes ou en suspension. Les matières dissoutes comprennent en fait toutes les matières qui peuvent passer à travers un filtre. On mesure la quantité de minéraux laissés par l'évaporation totale d'un échantillon d'eau : c'est le résidu sec. Le résidu sec caractérise l'état des éléments indésirables. Il permet de jauger la potabilité ou le degré de pollution des eaux.

Pour le site concerné, des données de février 2000 (voir figure 9 et annexe A ) fournissent au niveau du Km 5 une valeur du résidu sec égale à 937 mg/l. On peut constater que cette valeur est légèrement en dessous de la teneur limite tolérable qui est de 1000 mg/l. Mais le problème réside dans l'hypothèse d'une exploitation de la nappe à ce niveau. En pareil cas, les études de Cheikh B. GAYE montrent qu'on a une remontée importante du résidu sec. Ces valeurs élevées s'expliquent par la proximité de la mer, proximité qui se manifeste par la présence d'un biseau salé et l'avancée de l'eau salée en cas de pompage. Cette influence est plus accentuée au niveau de la nappe infrabasaltique. On peut supposer une augmentation sensible des valeurs du résidu sec, au vu de l'accroissement constaté de la conductivité qui a une incidence sur la minéralisation.

Par ailleurs, la faiblesse de l'infiltration pluviale faiblement minéralisée (due à l'urbanisation et à la couverture volcanique) ne favorise pas la dilution des minéraux.

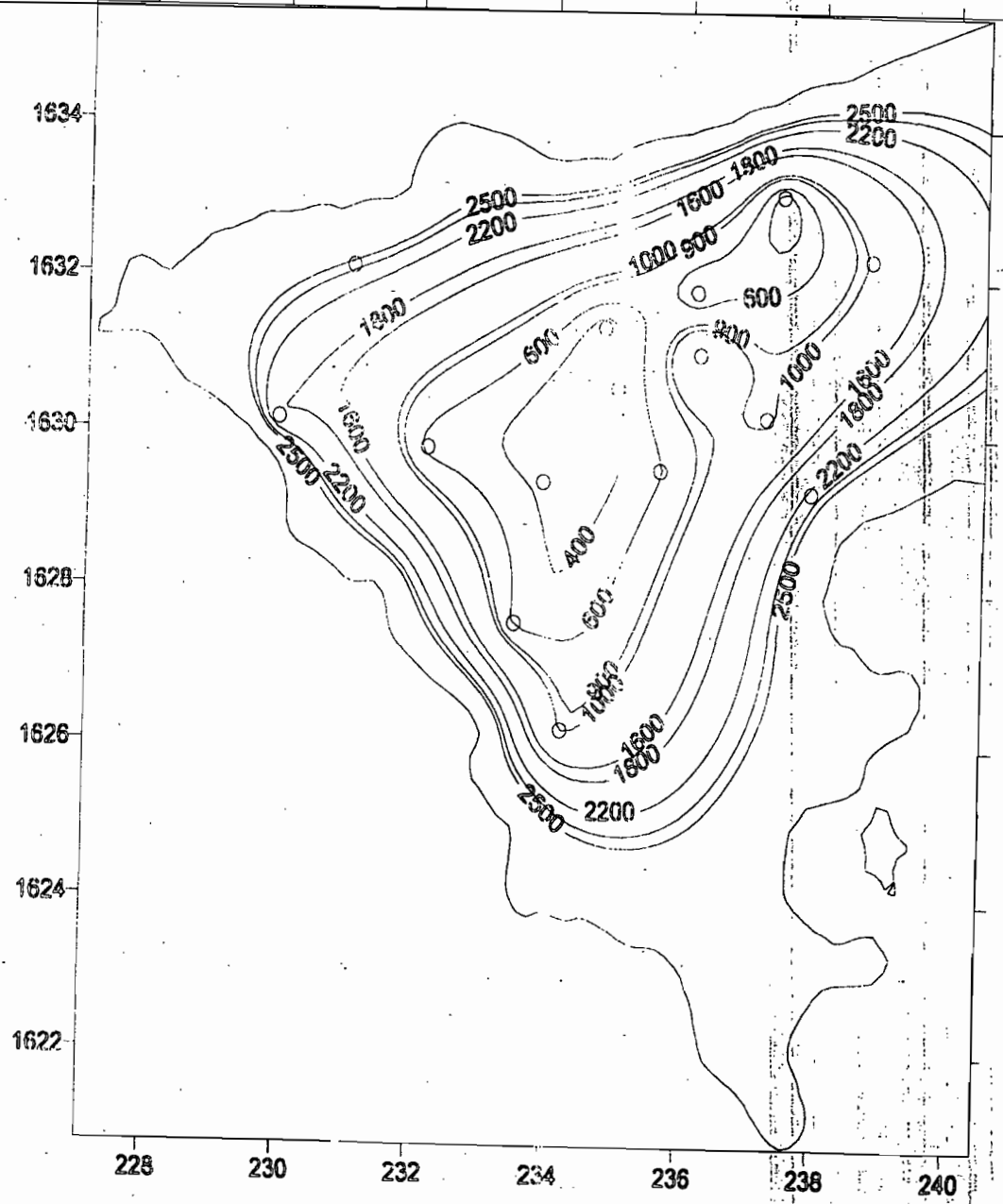


Figure 9 : Carte des résidus secs en Février 2000

Pfe : Conception de systèmes d'alimentation d'appoint au sein du campus UCAD 2 :  
Volet hydraulique



## 1.4-EXPLOITATION ACTUELLE DE LA NAPPE

La nappe infrabasaltique de la "Presqu'île de Dakar est une nappe largement exploitée pour les besoins de l'alimentation en eau de Dakar. Les débits d'eau pompés au niveau des différents forages sont consignés dans le tableau 1.4. Le volume d'eau total pompé s'élève à 770m<sup>3</sup>/h, soit 18480 m<sup>3</sup>/j. dans le court et moyen terme, compte tenu de la politique d'exploitation de la SDE, ce débit devrait se maintenir.

FORAGES	DEBITS EXPLOITES
Front de Terre	100 m <sup>3</sup> /h
Autoroute	120 m <sup>3</sup> /h
Pt N	90 m <sup>3</sup> /h
Pt M	100 m <sup>3</sup> /h
Fort A	85 m <sup>3</sup> /h
Camp Pénal	70 m <sup>3</sup> /h
Terme Nord	65 m <sup>3</sup> /h
Terme Sud	140 m <sup>3</sup> /h
	Somme = 770 m <sup>3</sup> /h

**Tableau 1.4- Débits d'exploitation actuels des différents forages de la nappe infrabasaltique en Avril 2001**

De 24000 m<sup>3</sup>/j, la production de la nappe est descendue à 18000 m<sup>3</sup>/j depuis 1960, par suite de la fermeture de certains puits et forages due à la salinité ( avancée du biseau salé et formation de biseau au droit des pompages ). La constance dans la production depuis 1960 témoigne d'une compatibilité entre les débits exploités, les ressources disponibles et la réalimentation de la nappe.



Sur le plan physico-chimique, l'analyse des eaux a révélé la présence d'une forte à moyenne minéralisation des eaux ( voir annexe B).

## **1.5 - RESUME DE L'ETUDE HYDRO-CHIMIQUE ET RECOMMANDATIONS**

Notre étude a bien pu confirmer la présence de deux niveaux aquifères séparés par une couche volcanique, sous le site de l'UCAD 2. Ces aquifères infrabasaltique et suprabasaltique présentent au regard de leur granulométrie, des perméabilités entrant dans la gamme des sols de perméabilité bonne. Cependant, cette bonne perméabilité reste sans effet du fait des faibles épaisseurs des deux réserves aquifères. Des valeurs de transmissivité très faibles sont constatées ; ce qui entraîne une faible productivité de la nappe.

Cette faible épaisseur des couches aquifères pourrait être compensée par un état de fissuration des roches volcaniques assez important. Ceci favoriserait l'augmentation des réserves d'eau et constituerait une source d'alimentation par infiltration. Des sondages d'essai sont recommandés pour se faire une idée globale de la structure de l'aquifère (nature, géométrie, position, épaisseur). Tout comme il est recommandé des pompages d'essai dans la zone pour déterminer un certain nombre de paramètres hydrodynamiques indispensables à l'étude de la productivité de la nappe ( débit critique, transmissivités...). Il est donc judicieux de payer des travaux de sondages pour être fixé, de manière définitive sur les potentialités du sous-sol de l'Université.

*Commanditer*

Un aspect important de l'étude de la nappe aura été la partie hydrochimique. Là aussi, il convient de mettre à jour certaines données, par de nouveaux essais. L'étude a montré que les principaux paramètres hydrochimiques, s'ils n'étaient pas au-dessus des normes, étaient très limités au niveau du site. Les valeurs de ces paramètres fluctuaient suivant qu'il y avait

pompage ou arrêt du pompage de la nappe. Le résidu sec, par exemple, augmentait brusquement en cas de pompage, augmentation due à l'apparition d'un biseau salé au droit de la pompe. A l'arrêt, la disparition du biseau est constatée. Ce phénomène est dû à la proximité de la mer, surtout au niveau du site. A ceci, il s'ajoute une augmentation dans le temps des valeurs du résidu sec, valeurs caractéristiques d'une pollution croissante.

Compte tenu de ces paramètres, il n'est pas recommandé d'exploiter la nappe à ce niveau. Aussi, suggérons nous de mettre en place des réservoirs d'eau alimentés par le réseau de la SDE pour palier aux problèmes de rupture d'eau.

## **Chapitre 2 : ESTIMATION DES BESOINS** **EN EAU**

Les capacités des réservoirs de stockage dépendent de la demande en eau à satisfaire.

Pour évaluer la demande en eau des deux bâtiments du projet, nous avons procédé comme suit :

- identification des différents appareils de puisage d'eau
- détermination de leur nombre respectif
- calcul du débit probable par application d'un coefficient de simultanéité au débit de base en fonction du nombre d'appareils
- choix de la période journalière de consommation d'eau
- calcul du besoin journalier
- choix du nombre de jours d'autonomie du réseau
- Calcul du besoin total en eau.

### **2.1 - Inventaire des appareils de puisage.**

Les différents appareils de puisage et leur nombre sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Pièces	Nombre de pièces	Équipements par pièce	Total
Salles de toilettes	2	10 réservoirs de chasse 15 lavabos	20 réservoirs de chasse 30 lavabos
Bureaux	4	0	0
Salles de TD	4 de 50 places 1 de 100 places	0 0	0 0
Salles de TP	1 pour la FST 2 pour la médecine	12 lave – mains par salles	36 lave - mains
Total			20 réservoirs de chasse 30 lavabos 36 lave-mains

**Tableau 2.1:** Equipements et appareils de l'étage de l'aile pédagogique

Pièces	Nombre de pièces	Equipements par pièce	Total
Salles de toilettes	2	10 réservoirs de chasse 15 lavabos	20 réservoirs de chasse 30 lavabos
Amphithéâtre	1	1 réservoir de chasse 1 lavabo	1 réservoir de chasse 1 lavabo
Bureaux	4	0	0
Salles de TD	4 de 50 places	0	0
Salles de TP	3 pour la FST 1 pour la chimie	12 lave - mains	48 lave -mains
Total			21 réservoirs de chasse 31 lavabos 48 lave-mains

**Tableau 2.2 :** Equipements et appareils du rez de chaussée de l'aile pédagogique.

Pièces	Nombre de pièces	Équipements par pièce	Total
Salles de toilette	2	10 réservoirs de chasse 15 lavabos	20 réservoirs de chasse 30 lavabos
Bureaux	3	0	0
Salles de TD	4 de 50 places 1 de 100 places	0 0	0 0
Salle multimédia	3	0	0
Salle visioconférence	1	0	0
Total			20 réservoirs de chasse 30 lavabos

**Tableau 2.3** : Equipements et appareils de l'étage de l'aile Innovation.

Pièces	Nombre de pièces	Équipements par pièce	Total
Salles de toilette	2	10 réservoirs de chasse 15 lavabos	20 réservoirs de chasse 30 lavabos
Auditorium	1	01 lavabos 01 réservoirs de chasse	01 lavabo 01 réservoir de chasse
Bureaux	3	0	0
Salles de TD	6 de 50 places	0	0
Salles de séminaire	3	0	0
Cuisine	1	3 éviers	03 éviers
Restaurant Cafétéria	1	2 éviers	02 éviers
Total			21 réservoirs de chasse 31 lavabos 05 éviers

**Tableau 2.4 :** Equipements et appareils du rez de chaussée de l'aile Innovation

## 2.2 - Débit de base et calcul des débits probables

Nous avons utilisé pour les calculs, les débits minima recommandés par la norme française NF P 41 204 .

### 2.2.1 - Débit de base des appareils

Lavabo	0,1L / s
Réservoir de chasse	0,1L/ s
Lave – main	0,1L/ s
Éviers	0,2 L/s

### 2.2.2 - Calcul des débits probables

Pour chaque niveau et en fonction du nombre des appareils, nous avons appliqué aux débits probables un coefficient de simultanéité déterminé par la formule suivante :

$$Y = \frac{1}{\sqrt{X-1}}$$

où Y est le coefficient de simultanéité et X le nombre d'appareils.

	Nombre et nature des appareils	Débit de base en L/s		Coefficient de simultanéité	Débit instantané de base L/s
		Unitaire	Cumulé		
Etage aile pédagogique	20 réservoirs de chasse	0,1	2,0	0,11	1
	30 lavabos	0,1	3,0		
	36 lave- mains	0,1	3,6		
	86 appareils		8,6		

*aligne*



*aligner à gauche*

Rez de chaussée Aile pédagogique	86 appareils à l'étage 21 réservoirs de chasse 31 lavabos 48 lave - mains  186 appareils	0,1 0,1 0,1	8,6 2,1 3,1 4,8 ----- 18,6	0,075	1,37
Etage aile innovation	20 réservoirs de chasse 30 lavabos  50 appareils	0,1 0,1	2,0 3,0 ----- 5,0	0,15	0,75
Rez de chaussée Aile innovation	50 appareils de l'étage 5 éviers 21 réservoirs de chasse 31 lavabos  107 appareils	0,2 0,1 0,1	5,0 1,0 2,1 3,1 ----- 11,2	0,10	1,12
Sortie du château d'eau	293 appareils		29,8	0,06	1,75

**Tableau 2.5 :** Débit instantané de base des appareils.

### Conclusion

Le besoin en eau, en appliquant les coefficients de simultanéité, est de 1 L/s pour l'étage de l'aile pédagogique, et de 1,37L/s pour le rez de chaussée. Quant à l'aile innovation, il est de 0,75 L/s pour l'étage et de 1,12 L/s pour le rez de chaussée. Le besoin en eau total est 1,75 L/s pour les deux ailes du bâtiment.

## **2.3 - Calcul du besoin journalier**

### **2.3.1 - Durée de consommation**

On choisit une durée de consommation de 14 heures (6h à 20 h)

### **2.3.2 - Besoin journalier**

$Q_{j\text{ moy}} = \text{débit probable} * \text{temps de consommation.}$

$$Q_{j\text{ moy}} = 1,75 * (3600 * 14) = 88200 \text{ L}$$

$$Q_{j\text{ moy}} = 88,2 \text{ m}^3$$

### **2.3.3 - Nombre de jours d'autonomie**

Les réservoirs seront dimensionnés pour assurer une autonomie en eau de deux (2) jours.

### **2.3.4 - Volume d'eau pour les deux jours d'autonomie**

C'est le produit du nombre de jours d'autonomie par la demande en eau journalière.

$$V_1 = 2 * 88,2 = 176,4 \text{ m}^3$$

### **2.3.5 - Réserve incendie**

Nous prendrons la réserve minimum recommandée qui est égale à :

$$V_2 = 120 \text{ m}^3$$

### 2.3.6 - Volume total

C'est la somme de la réserve incendie et de la demande en eau pour l'autonomie.

$$V = V_1 + V_2 = 176,4 + 120 = 296,4 \text{ m}^3 \cong 300 \text{ m}^3$$

**La demande en eau du bâtiment est donc de 300 m<sup>3</sup>.**

C'est à partir de cette demande en eau que nous déterminerons les dimensions des réservoirs et les principales conduites du réseau.

## Chapitre 3 : OSSATURE DU RESEAU

Le réseau de distribution que nous projetons de dimensionner comportera :

- une (1) bache à eau enterrée,
- un (1) réservoir surélevé (château d'eau),
- une (1) conduite d'aspiration et de refoulement,
- une (1) conduite de distribution,
- une (1) conduite de trop plein,
- une (1) conduite de vidange,
- deux (2) pompes.

### 3.1- La bache enterrée

Elle servira à stocker une partie de la demande en eau afin de réduire les dimensions du réservoir surélevé. La section de la base sera carrée Son volume d'eau utile sera d'environ  $150 \text{ m}^3$ . Les dimensions choisies sont de :

Base :  $6*6 \text{ m}^2$

Profondeur : 5m

La hauteur d'eau utile sera de 4,20 m avec une hauteur d'eau de décantation de 0,30m Une marge de 0,50m est laissée au-dessus de la hauteur d'eau utile.

La bache sera entièrement enterrée.

### 3.2 - Le réservoir surélevé

Tout comme la bache enterrée, elle servira à satisfaire les besoins en eau en cas de rupture de distribution au niveau du réseau de la Société Des Eaux ( SDE ). Elle sera conçue pour assurer une distribution d'eau à une bonne pression à tous les points du réseau interne du bâtiment.

## La cuve

La cuve peut être de forme cubique, parallélépipédique, cylindrique ou conique. Mais en fonction de leur périmètre et surface, ces (4) quatre formes ne présentent pas les mêmes avantages économiques. En effet, pour une même surface  $S$ , le périmètre de chacun des réservoirs est

- pour un carré  $P_{ca} = 4 * \sqrt{S}$

- pour un rectangle  $P_r = \frac{2 * (K + 1)}{K} \sqrt{K} \sqrt{S}$  avec  $K = b/a$

$b$  et  $a$  étant respectivement la longueur et la largeur du rectangle

Dans le cas du rectangle,  $K$  est supérieur à 1

- pour un cercle  $P_{ce} = \sqrt{4 * \pi} * \sqrt{S} = 3,54\sqrt{S}$

Pour  $K = 1$ , on a :  $P_r = \frac{2 * (1 + 1)}{1} \sqrt{1} \sqrt{S} = 4\sqrt{S} = P_{ca}$

Donc  $P_r$  est supérieur à  $P_{ca}$  lorsque  $K$  est supérieur à 1.

On peut donc écrire:

$$P_{ce} < P_{ca} < P_r$$

Ce qui démontre que la section circulaire est la plus économique.

On choisira donc entre la forme circulaire et la forme conique.

Nous choisirons donc un réservoir de forme circulaire puisqu'il est plus facile à réaliser.

## La couverture

Elle sera sous forme de coupole pour faciliter l'écoulement des eaux de pluies et pour réduire l'infiltration des poussières et autres agents nuisibles.

### 3.2.1-Dimensions du réservoir cylindrique

Soit V le volume du réservoir

- Diamètre intérieur de la cuve :

$$d = 1,405 * \sqrt[3]{V} = 1,405 * \sqrt[3]{150} = 7,45m \approx 7,50m \text{ m}$$

$$\underline{d = 7,50 \text{ m}}$$

- Hauteur d'eau utile :

$$h = 0,460 * d = 0,460 * 7,5 = 3,45m \approx 3,50m$$

$$\underline{h = 3,50 \text{ m}}$$

Pour une bonne conception du réservoir, nous adopterons une hauteur de 3.50 m pour la Cuve circulaire et une hauteur de 1,50 m pour la cuve tronconique .

- Flèche de la coupole :

$$f = 0,104 * d = 0,104 * 7,50 = 0,78m$$

$$\underline{f = 0,78 \text{ m}}$$

- Epaisseur de la coupole :

La coupole aura une épaisseur de 7 cm

- **Hauteur sous radier du réservoir :**

Nous prendrons une hauteur sous radier de 24,50 m pour l'analyse du réseau et nous vérifierons que les pressions de distribution aux points les plus défavorables sont supérieures à 5 mce.

### **3.2.2- Dimensionnement des conduites du réservoir**

Toutes les conduites du réservoir seront en fonte, la fonte étant un matériau très résistant.

#### **3.2.2.1- Calcul du volume du château d'eau**

Volume de la cuve cylindrique :

$$V_1 = \Pi * \frac{7,50^2}{4} * 3 = 132,54 \text{ m}^3$$

Volume de la cuve tronconique :

$$V_2 = \frac{\Pi}{3} * (3,75^2 + 2,25^2 + 3,75 * 2,25) * 1,50 = 43,30 \text{ m}^3$$

**Volume total**

$$V = V_1 + V_2 = 175,84 \text{ m}^3 \cong 176 \text{ m}^3$$

**Le volume du château d'eau est donc de 176 m<sup>3</sup>**

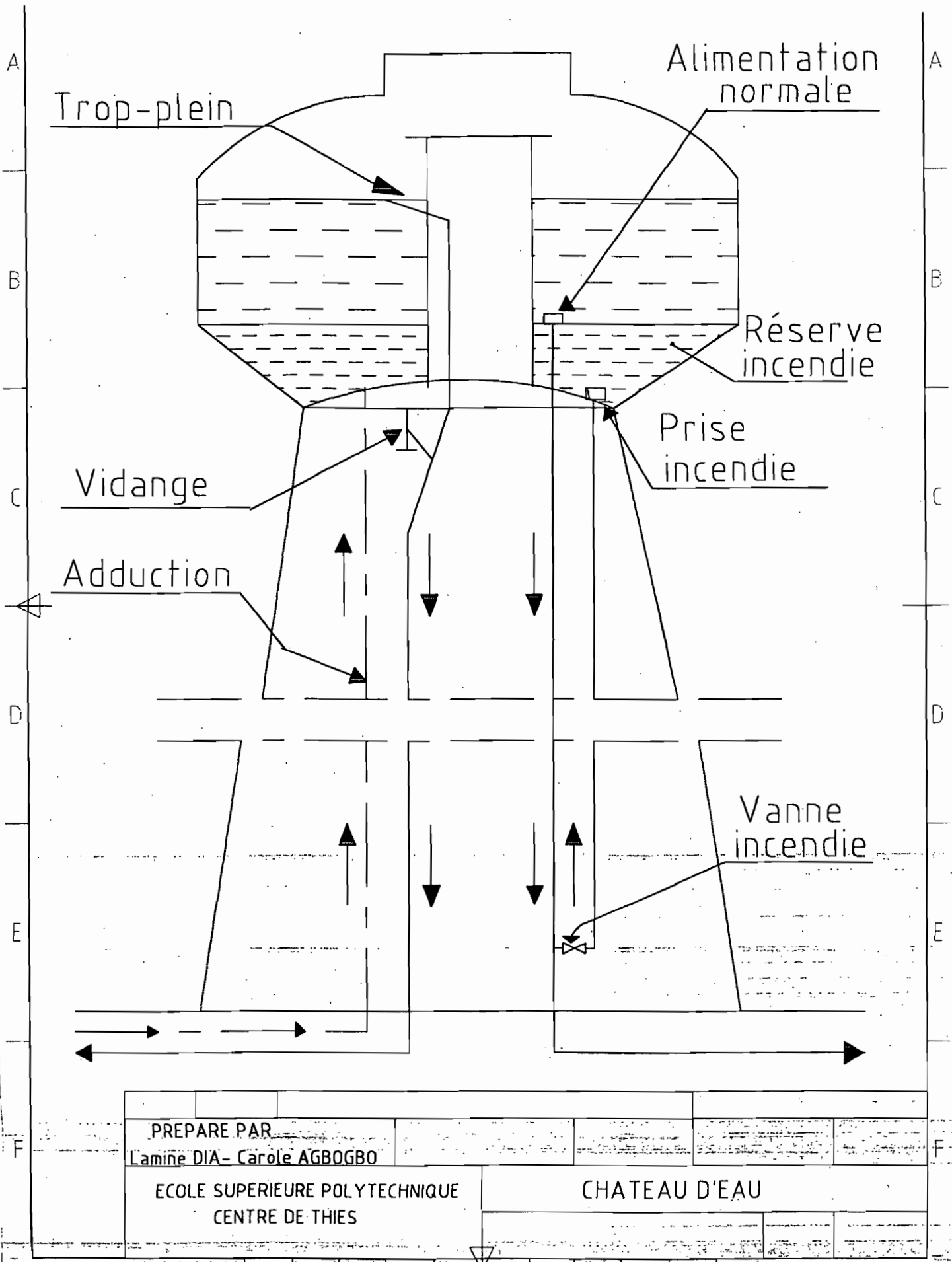


Fig 10

- 45 -



### 3.2.2.2 - Conduite de trop plein

Elle devra évacuer tout le débit du réservoir. On calcule le diamètre à partir de la formule :

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

D = diamètre de la conduite en m

V = vitesse d'écoulement en m/s

Q = débit de pompage en m<sup>3</sup>/s

$$Q = \frac{\text{Volume de la réserve}}{\text{Temps de pompage}} = \frac{176}{8} = 22 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0061 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 1 \text{ m/s}$$

D'où

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0,0061}{\pi * 1}} = 0,088 \text{ m} = 88 \text{ mm}$$

Les diamètres extérieurs commerciaux existants sont de 80 mm et 100mm

Vérifions les vitesses correspondantes :

Pour D = 100mm, on a :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0,0061}{\pi * 0,100^2} = 0,78 \text{ m/s}$$

Pour D = 80mm, on a :

$$V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} = \frac{4 * 0,0061}{\pi * 0,080^2} = 1,21 \text{ m/s}$$

La vitesse correspondant à D = 80mm est meilleure que celle de D=100 mm

**Nous choisirons un diamètre extérieur de 80 mm .**

### 3.2.2.3 - Conduite de vidange

Nous supposons qu'après nettoyage du réservoir ou en cas de vidange, le volume de l'eau ne serait pas supérieur à celui de la cuve tronconique, soit  $43 \text{ m}^3$ . En fixant un temps de vidange de 2 heures, on a :

$$Q = \frac{43}{2} = 21,5 \text{ m}^3/\text{h} = 0,006 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour une vitesse de  $1 \text{ m/s}$ , le diamètre de la conduite sera de

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot V}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,006}{\pi \cdot 1}} = 0,087 \text{ m} = 87 \text{ mm}$$

Le diamètre extérieur le plus proche est de  $100 \text{ mm}$ .

On vérifie aussi la valeur de la vitesse

$$V = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2} = \frac{4 \cdot 0,006}{\pi \cdot 0,100^2} = 0,76 \text{ m/s} < 1,5 \text{ m/s}$$

**La conduite de vidange sera en fonte de diamètre  $100 \text{ mm}$ .**

### 3.2.2.4 - Conduite de distribution

Son diamètre sera déterminé à partir de l'abaque de Dariès pour le calcul des conduites d'eau. En fonction de la vitesse de l'eau choisie égale à  $1,0 \text{ m/s}$  et du débit de distribution de l'eau égale à  $1,75 \text{ L/s}$ , on trouve un diamètre de conduite égal à  $50 \text{ mm}$ . Mais le diamètre commercial le plus proche est de  $80 \text{ mm}$ .

Le diamètre de la conduite de distribution sera donc de  $80 \text{ mm}$

### **3.2.2.5 - Conduite d'aspiration refoulement**

Le choix se fera également à partir de l'abaque de Darriès pour le dimensionnement des conduites de distribution d'eau. Le débit de refoulement est le même que celui de la conduite de trop plein. Pour une même vitesse, on a une conduite de diamètre commercial 80mm et une vitesse de 1,21 m/s

### **3.2.3 - Choix de la pompe de refoulement**

Les caractéristiques de la pompe de refoulement dépendent du débit à refouler et de la hauteur manométrique à vaincre. Le débit de refoulement est de  $22\text{m}^3/\text{h}$ . La hauteur manométrique est la somme des pertes de charges et de la différence de hauteur entre le niveau supérieur de l'eau dans le réservoir et le niveau inférieur de l'eau dans la bache enterrée.

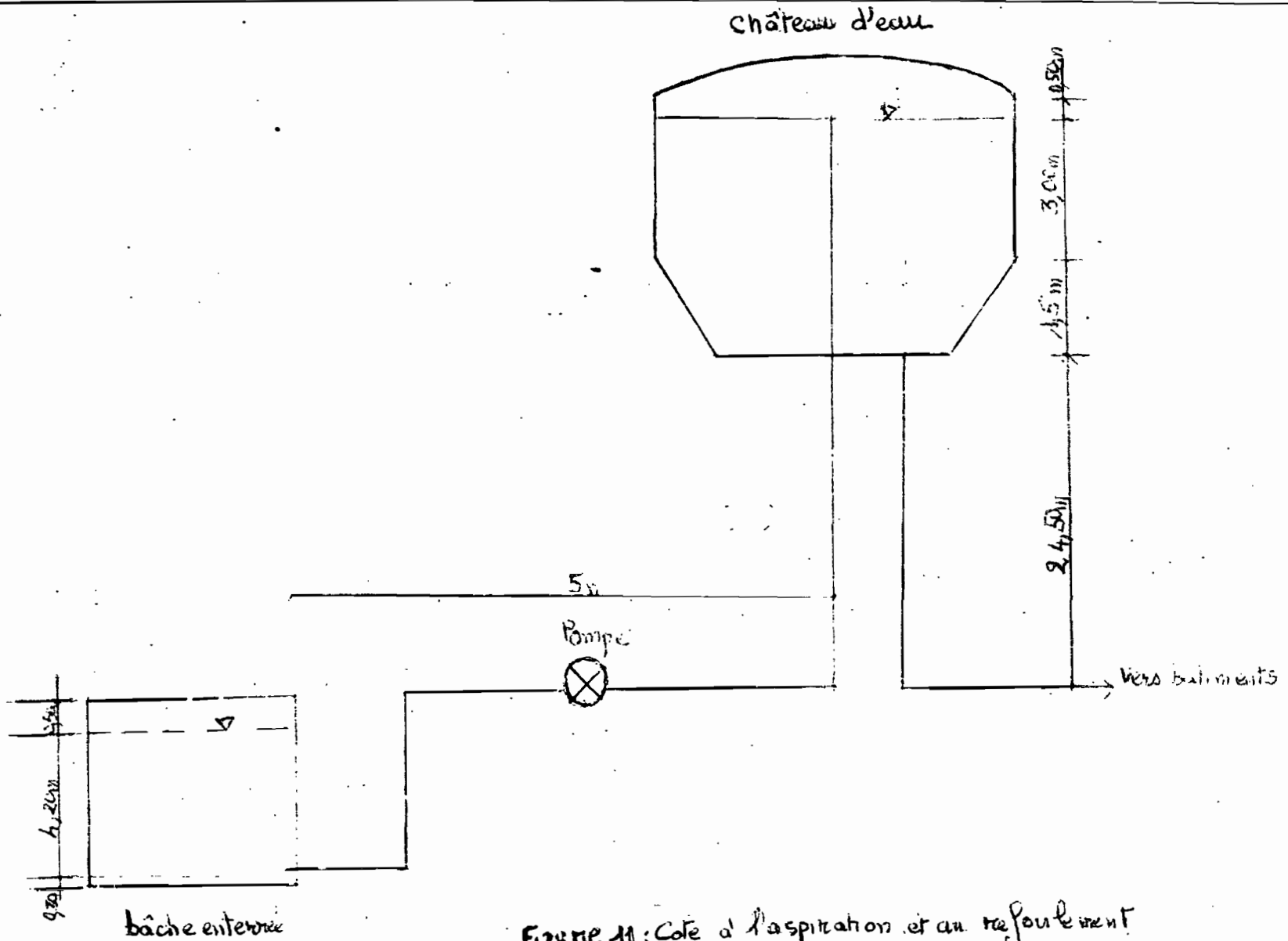


Figure 11: Cote d'aspiration et au refoulement de l'eau.

### 3.2.3.1 - Calcul de la hauteur manométrique

$$H_{mt} = \Delta z + \sum \text{pertes de charge}$$

$$\Delta Z = 33,7m \text{ (voir schéma)}$$

La perte de charge totale est la somme des pertes de charge linéaire et des pertes de charge singulière.

#### Perte de charge linéaire $H_{fl}$

$$H_{fl} = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

-f = facteur de frottement

-l = longueur de la conduite

-D = diamètre de la conduite

-V = vitesse de la conduite

#### Perte de charge singulière

On prendra un pourcentage égal à 15% des pertes de charge linéaire.

On détermine le facteur de frottement à partir de la formule de Colebrook :

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

Avec

- e = rugosité de la paroi interne de la conduite = 0,1mm

- D = diamètre de la conduite = 80mm

- R est le nombre de REYNOLDS

$$R = \frac{V \cdot D}{\mu}$$

$$\frac{SVV}{\mu} = \frac{V \cdot D}{\mu} \left( \frac{\mu}{e} = D \right)$$

Où  $\mu$  est la viscosité cinématique =  $10^{-6}$  N/s à  $20^{\circ}\text{C}$

Et  $V$ , la vitesse de l'eau dans la conduite

$$R = \frac{1,21 * 0,08}{10^{-6}} = 96800$$

$V = \text{cinématique}$   
 $\rightarrow \text{m}^2/\text{s}$

Le calcul du coefficient de frottement donne

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left( \frac{0,1/80}{3,7} + \frac{2,51}{96800\sqrt{f}} \right)$$

$M \rightarrow \text{dynamique}$

Après des itérations successives, on a

$$f = 0,023 \quad \int =$$

$\frac{NS}{m^2}$

La longueur de la conduite est de  $(33,7 + 1 + 4) \text{ m} = 38,7 \text{ m}$

$$L = 38,7 \text{ m}$$

Les pertes de charge linéaires donnent

$$H_{fl} = f * \frac{L}{D} * \frac{V^2}{2 * g} = 0,023 * \frac{38,7}{0,080} * \frac{1,21^2}{2 * 9,81} = 0,83 \text{ m}$$

En ajoutant les pertes de charge singulières, on a

$$H_f = 1,15 * H_{fl} = 1,15 * 0,83 = 0,96 \text{ m}$$

$$H_{mt} = H_{géo} + H_{fl} = 33,7 + 0,96 = 34,66 \text{ m} \approx 35 \text{ m}$$

$$\underline{H_{mt} = 35 \text{ m}}$$

### 3.2.3.2 – Choix des pompes.

A partir du débit  $Q$  de refoulement et de hauteur de charge à vaincre les pompes proposées sont :

**1<sup>er</sup> Choix****Etanorm 40-160**

N=2900tr /mn

Q=22 m<sup>3</sup>/h

H=35,0 m

 $\phi=160mm$  $\eta = 64\%$ 

Puissance=3,3 Kw

**2<sup>ème</sup> Choix****Etanorm 32-160**

N=2900tr /mn

Q=22m<sup>3</sup>/h

H=36 m

 $\phi=176mm$  $\eta=65\%$ 

Puissance=3,3 Kw

**3<sup>ème</sup> Choix****ITUR Bombas 40-160**

N=2900tr /mn

Q=22m<sup>3</sup>/h

H=37,5 m

 $\phi=177mm$  $\eta=64\%$ 

Puissance= 4,5 HP =3,56 Kw

Nous choisissons d'installer la pompe n° 2 à cause de son meilleur rendement.

### 3.2.3.3 - Vérification de la cavitation

On doit vérifier que la charge nette absolue disponible  $(NPSH)_d$  est supérieure à zéro et à la charge nette absolue requise.

#### Calcul de $NPSH_d$

$$NPSH_d = 10,33 + \Delta Z - \left( f * \frac{l}{D} * \frac{V^2}{2 * g} \right) + \frac{\Delta V^2}{2 * g} - \frac{P_v}{\gamma}$$

Or  $\frac{\Delta V^2}{2 * g} \approx 0$

Dénivellation entre la surface libre du liquide à aspirer et le point d'entrée de la pompe

$$\Delta Z = -4,70 \text{ m}$$

Perte de charge dans la conduite d'aspiration

$$f * \frac{l}{D} * \frac{V^2}{2 * g} = 0,023 * \frac{(1+4,70)}{0,080} * \frac{1,15^2}{2 * 9,81} = 0,11 \text{ m}$$

Pression de vapeur à 20°C = 2,50 KPa

$$\gamma = 9789 \text{ N/m}^3$$

$$\frac{P_v}{\gamma} = \frac{2,50 * 10^3}{9789} = 0,255 \text{ m}$$

$$NPSH_d = 10,33 - 4,70 - 0,11 - 0,255 = 5,265 \text{ m}$$

La charge nette absolue requise de la pompe est  $NPSH_r = 1,6 \text{ m}$ .

$$1,6 \text{ m} < 5,265 \text{ m}$$

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Il n'y a donc pas de risque de cavitation.

Les diamètres des conduites et les caractéristiques de la pompe sont résumés dans le tableau suivant :



Nature de la conduite	Diamètre de la conduite (mm)
Conduite d'aspiration refoulement	80
Conduite de trop plein	80
Conduite de vidange	100
Conduite de refoulement	80
Pompe	<p><u>Etanorm 32-160</u></p> <p>N=2900tr /mn</p> <p>Q=21m<sup>3</sup>/h</p> <p>H=37 m</p> <p><math>\phi=176\text{mm}</math> ← <i>diamètre rotor</i></p> <p><math>\eta=65\%</math></p> <p>Puissance=3,3 Kw</p> <p>NPSH<sub>r</sub>=1,6 m</p>

**Tableau 3.1** : Caractéristiques des conduites et pompes .

### **3.3 - Vérification de la pression disponible au point le plus éloigné du réseau**

Le point le plus éloigné du réseau se trouve à l'étage de l'aile pédagogique. On détermine pour chaque conduite la longueur, le diamètre, le débit, la vitesse, le nombre de Reynolds, le facteur de frottement, et la perte de charges. Les formules utilisées pour le calcul du nombre de Reynolds, du facteur de frottement et de la perte de charges  $h_f$  sont les mêmes que celles utilisées ci-dessus pour la détermination de la hauteur manométrique de la pompe.

Les pertes de charges singulières sont évaluées à 15% des pertes de charges linéaires dans les conduites.

La pression résiduelle au point le plus éloigné est égale à la différence entre la pression disponible à la sortie du château d'eau et les pertes de charges linéaires et singulières.

La somme des pertes de charges linéaires est égale à 2,26 m.

Pour les pertes de charges singulières, on a  $15\% \cdot (2,26) = 0,339$  m

Perte de charges totales =  $2,26 + 0,339 = 2,60$  m

Pression résiduelle disponible =  $24,5 - 2,6 - 4,8 = 17,1$  mce > 5 mce

La pression disponible est acceptable. La plus faible pression est de 17,1 mce et la plus forte est à l'entrée du réseau égale à  $24,5 - 1,15 \cdot (0,061 + 0,5 + 0,041) = 23,8$  mce. Il est donc inutile de placer un réducteur de pression à l'entrée du réseau.

Les faibles valeurs de vitesse dans les conduites principales de refoulement s'expliquent par la valeur élevée de leur diamètre.

Conduite	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Nombre de Reynolds	Facteur de frottement f	Perte de charge $h_f$ (m)
1-2	12	32	0,37	0,46	14720	0,0330	0,136
2-3	10	32	0,37	0,46	14720	0,0330	0,112
3-4	4,2	32	0,50	0,62	19840	0,0317	0,082
4-5	23	32	0,75	0,62	19840	0,0317	0,450
5-6	15	32	0,67	0,84	26880	0,0310	0,523
6-7	4,8	32	1,00	1,24	39680	0,0294	0,346
7-8	25	80	1,37	0,27	8960	0,0340	0,041
8-9	200	80	1,75	0,35	11200	0,0320	0,500
9-10	24,5	80	1,75	0,35	11200	0,0320	0,061
Total							2,26

**Tableau 3.2 :** Calcul des pertes de charges du château d'eau au point le plus éloigné du réseau

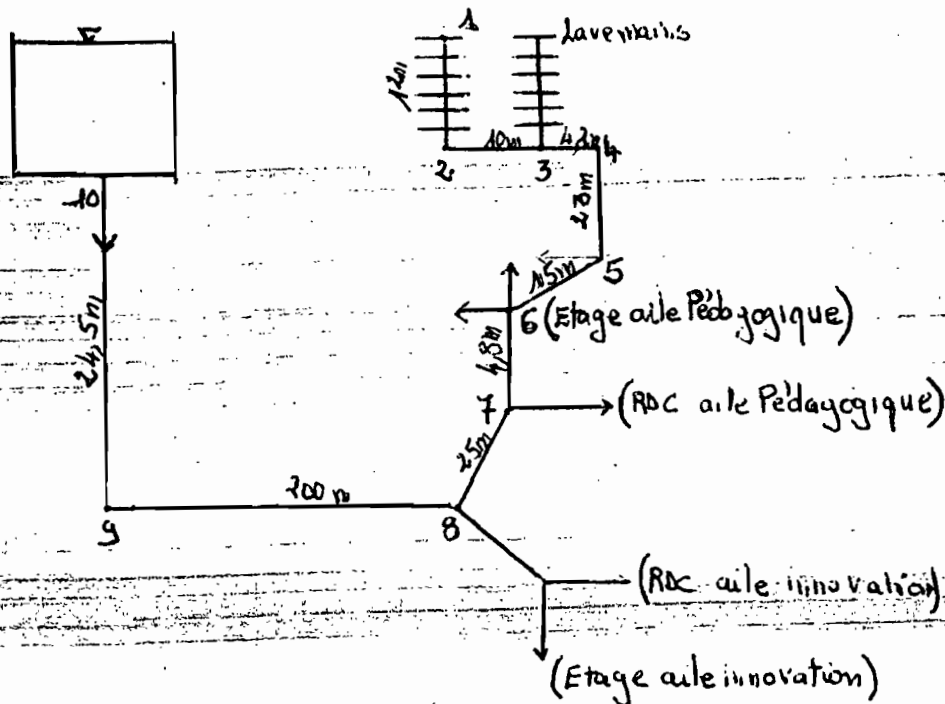


Figure 12: Schéma du réseau

### 3.4 - Désinfection de l'eau

Pour éliminer les éléments nuisibles qui ~~ont~~ <sup>peuvent</sup> pu s'accumuler durant le stockage, on doit procéder à une désinfection au chlore. La quantité de chlore à ajouter dépend de la quantité de chlore résiduelle <sup>peut-être</sup> contenue dans l'eau provenant du réseau de la SDE.

Pour déterminer la quantité de chlore à ajouter, il faut au préalable évaluer sa demande en chlore car lorsque la dose de chlore ajoutée est trop forte, l'eau distribuée pourra présenter une mauvaise saveur ; lorsqu'elle est trop faible, la désinfection ne sera pas complète.

On effectuera donc des analyses pour évaluer en fonction de la durée de stockage et de la quantité de chlore disponible dans l'eau provenant du réseau de la SDE le complément en chlore à ajouter.

Le dispositif de désinfection pourra comporter un fût de 400 l et une pompe doseuse.

En fixant à 5 heures, la durée de désinfection, on obtient pour la pompe, un débit de

$$Q = \frac{400}{5} = 80 \text{ l/h}$$

A partir du catalogue BIOBLOCK SCIENTIFIC, nous choisissons une pompe doseuse autoamorçante à membrane dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$Q = 83 \text{ l/h}$$

Pression = 5 bars

Impulsion / min = 72

Précision de dosage =  $\pm 2\%$

# Chapitre 4 : CALCUL DE STRUCTURES

## 4.1 - Détermination du ferrailage du château d'eau.

Le château d'eau que nous dimensionnerons ci-dessous comporte les éléments ci - après :

- une coupole supérieure,
- une ceinture supérieure,
- une cuve cylindrique,
- une ceinture moyenne,
- une cuve tronconique,
- une coupole inférieure,
- une ceinture inférieure
- et une cheminée.

### 4.1.1- Hypothèses de calcul

Tous les éléments seront réalisés en béton armé. On devra lors de l'exécution assurer l'étanchéité des différentes parties.

Le béton sera dosé à  $400\text{kg}/\text{m}^3$ .

Les aciers utilisés seront des aciers Fe E 400

Le dimensionnement se fera suivant le Règlement BAEL 91

Les combinaisons de calcul seront :

- Els  $G + Q$
- Elu  $1,35G + 1,5Q$

La charge d'exploitation due à un ouvrier s'occupant de l'entretien sera égale à  $100\text{daN}/\text{m}^2$

Les efforts dus au vent seront évalués conformément aux règles NV66.

La résistance admise pour le sol est de :  $0,13\text{MPa}$

### 4.1.2- Rappel des dimensions géométriques

- Coupole supérieure : épaisseur = 10 cm  
flèche  $F_o$  = 78 cm
- Ceinture supérieure : largeur = 20 cm  
hauteur = 30 cm

On suppose que l'eau pourrait accidentellement remonter jusqu'à 25cm au-dessus de la base de la ceinture supérieure.

- Cuve cylindrique : hauteur = 3,50 m  
diamètre  $D_o$  = 7,50 m
- Ceinture moyenne : largeur = 0,20 m  
hauteur = 0,40 m
- Cuve tronconique : diamètre supérieur  $D_o$  = 7,50 m  
diamètre inférieur  $D_i$  = 4,50 m  
hauteur = 1,50 m
- Cheminée : diamètre intérieur = 1,00 m
- Coupole inférieure : épaisseur = 15,00 cm  
Flèche  $F_o$  = 0,65 m
- Ceinture inférieure : largeur = 0,40 m  
hauteur = 0,60 m

### 4.1.3 - Caractéristiques mécaniques des matériaux

#### Béton

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 * 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$F_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

### Effort tranchant

La fissuration est considérée comme très préjudiciable. La justification à l'effort tranchant doit vérifier :

$$\tau_u \leq \min \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{avec } \tau_u = \frac{V_u}{b_o * d}$$

Toutes les armatures d'âmes seront droites.

### Acier

Les contraintes de compression de l'acier seront :

- En fissuration peu nuisible :

$$F_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- En fissuration très préjudiciable

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} = 165 \text{ MPa}$$

## 4.1.4 - Calcul des éléments

### a - Coupole supérieure

Calcul du rayon :

$$R_s = 9,40 \text{ m}$$

Surface de la coupole :

$$S_s = 2\pi R_s F_0$$

$$S_s = 2\pi * 9.4 * 0.78 = 46.1 \text{ m}^2$$

Charge permanente et surcharge au m<sup>2</sup>

$$\text{Poids propre} \quad 1 * 1 * 0,10 * 2500 = 250$$

$$\text{Enduit de protection} \quad 1 * 1 * 0,02 * 2500 = 40$$

$$\text{total} \quad = 290 \text{ daN/m}^2$$

Charge d'exploitation

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

Sollicitation

$$\text{Els } p_{ser} \quad = 290 + 100 = 390 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Elu } p_u \quad = 1,35 * 290 + 1,5 * 100 = 541,50 \text{ daN/m}^2$$

TOTAL non pondéré due à la coupole

$$N_{serv} = 2 * \pi * R_s * f_o * p_{ser}$$

$$N_{serv} = 2 * \pi * 9,40 * 0,78 * 390 = 17967 \text{ daN}$$



Par ml non pondérée due à la coupole sur la ceinture

$$P_{.ser} = \frac{N_{sev}}{2 * \pi * R_o} = \frac{17967}{2 * \pi * 3,75} = 762,5 \text{ daN/ml}$$

$$P_{.ser} = 762,5 \text{ daN/ml}$$

Total pondéré du à la coupole

$$N_u = 2 * \pi * R_s * F_o * p_u = 2 * \pi * 9,40 * 0,78 * 541,5$$

$$N_u = 24933 \text{ daN/ml}$$

Par ml sur la ceinture

$$P_u = \frac{N_u}{2 * \pi * R_o} = 1058,74 \text{ daN/ml}$$

Poussée horizontale par ml de ceinture

$$Q_H = \frac{P_u}{4 * F_o^2} * \frac{R_o^4 - f_o^4}{R_o * R_s}$$

$$Q_H = \frac{1058,74}{4 * 0,78^2} * \frac{3,75^4 - 0,78^4}{3,75 * 9,4}$$

$$Q_H = 2436,1 \text{ daN/ml}$$

Poussée horizontale par ml de ceinture

$$Q_{HSER} = \frac{762,5}{4 * 0,78^2} * \frac{3,75^4 - 0,78^4}{3,75 * 9,4}$$

$$Q_{HSER} = 1754,46 \text{ daN/ml}$$

Effort méridien aux naissances de la voute

$$M = \sqrt{P^2 + Q_H^2}$$

$$M_{ser} = \sqrt{762,5^2 + 1754,46^2} = 1913 \text{ daN/m}$$

$$M_u = \sqrt{1058,74^2 + 2436,1^2} = 2656 \text{ daN/ml}$$

Contrainte du béton en compression selon les méridiens :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_u}{100 * e} = \frac{2656}{100 * 10} = 0,27 \text{ MPa}$$

avec e épaisseur de la coupole

La contrainte de compression est faible

$$\sigma_{bc} = 0,27 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**Contrainte de cisaillement avec e épaisseur majorée**

$$\cos \alpha = \frac{Q_H}{M} = \frac{2436,1}{2656} = 0,917$$

$$\alpha = 23,47^\circ$$

$$\tau_u = \frac{P_u}{S} = \frac{P_u \cdot \cos \alpha}{e \cdot 1} = \frac{1058,74 \cdot 0,917 \cdot 10^{-5}}{0,10} = 0,097 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{\text{lim}} = 2,5 \text{ MPa}$$

**Armature en méridiens et en cerces**

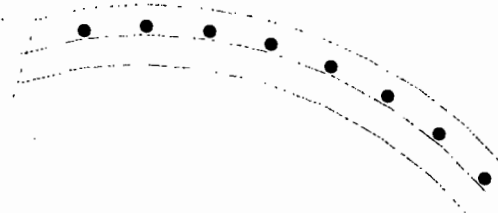
Les contraintes de compression et de cisaillement étant faibles, la section d'acier en méridien et en cerces sera égale à la valeur minimale recommandée.

Soit  $A = A_{\text{min}}$

$$A = \frac{0,2}{100} \cdot B(\text{cm}^2) = \frac{0,2 \cdot 10 \cdot 100}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

On disposera donc en cerces et en méridiens des aciers T8 (e= 20 cm)

Les armatures en méridiens seront une sur deux arrêtée à mi-distance des méridiens.



### b- Ceinture supérieure

Effort de traction dans la ceinture par ml:

- Poussée due à l'eau:  $\frac{1}{2} * K_p * \gamma * h^2 = \frac{1}{2} * 1 * 10 * 0,25^2 = 31,25 \text{ daN/m}$
- Poussée due à la coupole  $= 1754,46 \text{ daN/m}$
- Poussée totale non pondérée  $31,25 + 1754,46 = 1785,71 \text{ daN/m}$
- Poussée totale pondérée  $1,50 * 31,25 + 2436,1 = 2483,00 \text{ daN/m}$

### Effort de traction

$$\text{- A l'Elu: } p_{ser} * R = 1785,71 * \left(3,75 + \frac{0,20}{2}\right) = 6875 \text{ daN}$$

$$\text{- A l'Elu: } p_u * R = 2483 * \left(3,75 + \frac{0,20}{2}\right) = 9560 \text{ daN}$$

**Armature de traction de la ceinture**

$$A_{ser} \geq \frac{68750 * 10^{-6}}{165} = 4,17 \text{ cm}^2$$

$$A_u \geq \frac{95600 * 10^{-6}}{348} = 2,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{B * f_{t28}}{F_e} = \frac{(20 * 30) * 2,1}{400} = 3,15 \text{ cm}^2$$

La section théorique choisie est égale à  $\max(A_{ser}, A_u, A_{min}) = 4,17 \text{ cm}^2$

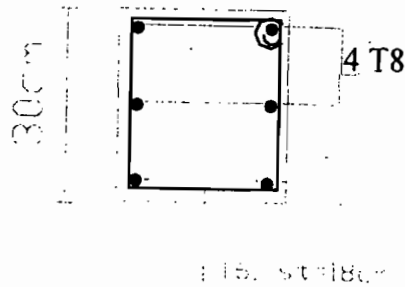
La section réelle = 2 T12 + 4 T8 = 4,27 cm<sup>2</sup>

**Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \max\left(\frac{\Phi_l}{3}; 6\right) = 6 \text{ mm}$$

$$S_t = \min(40 \text{ cm}; a + 10; 15 \Phi_t) = \min(40; 20 + 10; 18) = 18 \text{ cm}$$

Cadre  $\Phi 6$ ;  $S_t = 18 \text{ cm}$



### c- Cuve cylindrique

Pour déterminer le ferrailage de la cuve, on la subdivise en tranches de 1,00 m de hauteur à partir de 25 au-dessus de la base de la ceinture supérieure. Pour chaque tranche on utilisera la pression moyenne déterminée au centre de gravité de la tranche.

- la poussée moyenne par  $m^2$  :  $p_{ser} = 1 \cdot 1 \cdot z \cdot 10^3$

- la poussée moyenne pondérée :  $p_u = 1,5 \cdot p_{ser}$

- Effort de traction (non pondéré et pondéré) dans la paroi :  $P = p \cdot R$

- Armatures nécessaires

$$A_{scr} \geq \frac{P_{scr}}{\sigma_s}$$

$$A_u \geq \frac{P_u}{\sigma_{su}}$$

$$A_{min} = \frac{B * f_{128}}{f_e}$$

$$\text{Diamètre } \Phi_1 = \frac{\text{épaisseur}}{10}$$

Le tableau ci dessous résume les calculs effectués pour chaque tranche.

Tranche	Epaisseur (cm)	Centre de gravité	Poussée (daN/m <sup>2</sup> )		Effort de traction (daN)		Section (cm <sup>2</sup> )		
			Non pondérée	Pondérée	Non pondéré	Pondéré	Aser	Au	Amin
0 à 1	15	0,75	750	1125	2812,5	4218,75	1,70	1,21	7,8
1 à 2	15	1,75	1750	2625	6562,5	9843,75	3,98	2,83	7,8
2 à 3	15	2,75	2750	4125	10312,5	15468,75	6,25	4,45	7,8
3 à 3,50	15	3,25	3250	4875	12187	18281	7,38	5,25	7,8

Tableau 4.1- Armatures de la cuve cylindrique



**Aciers de répartition (barres verticales)**

On adopte en général, une section égale à la moitié de la section d'armature de traction la plus importante

$$\text{Soit } A_1 = \frac{7,92}{2} = 3,96 \text{ cm}^2$$

T 8 (e = 14 cm) une sur deux arrêtée à mi hauteur de la cuve.

**Taux de compression du béton sous le poids propre de la cuve, de la coupole supérieure et de la ceinture supérieure.**

$$\text{Coupole} = 17967 \text{ daN}$$

$$\text{Cuve} : (2 * \pi * 3,85) * 3,50 * \frac{0,15}{2} * 2500 = 31750 \text{ daN}$$

$$\text{Ceinture haute} : 2 * \pi * 3,85 * 0,20 * 0,30 * 2500 = 3628,5 \text{ daN}$$

$$\text{Enduit extérieur} : 2 * \pi * 3,95 * 0,02 * (3,50 + 0,30) * 2000 = 3772,4 \text{ daN}$$

$$\text{Total non pondéré} : = 57117,9 \text{ daN}$$

$$\text{Total pondéré} : 1,35 * 57117 = 77109 \text{ daN}$$

Contrainte de compression

$$\sigma_{bcu} = \frac{N_u - A \cdot \sigma_{su}}{B} = \frac{771090 - (4,02 \cdot 10^{-4} \cdot 348 \cdot 10^6)}{(1 \cdot 0,15)}$$

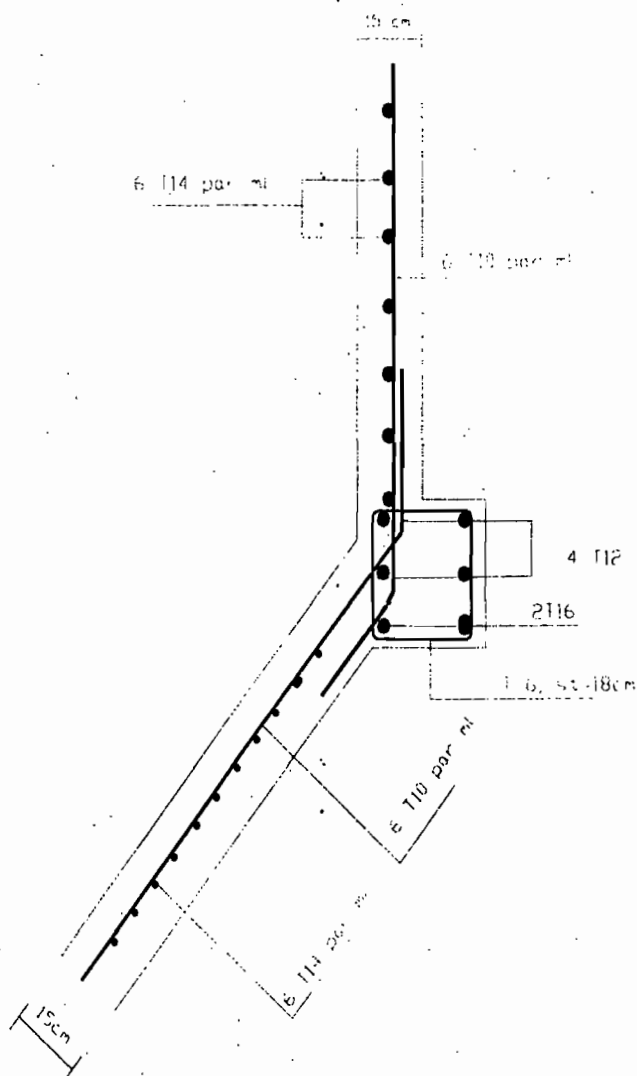
$$= 4,21 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \cdot \sigma_{bcu} = 15 \cdot 4,21 = 63,12 \leq 167 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{N_{ser}}{B + n \cdot A_s} = \frac{571170}{(1 \cdot 0,15) + (15 \cdot 4,02 \cdot 10^{-4})} = 3,66 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \cdot \sigma_{bs} = 15 \cdot 3,66 = 54,9 \leq 167 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement est faible et ne se calcule généralement pas.



**d- Ceinture moyenne**

Calcul de

Coupole + Cuve + Ceinture supérieure ( non pondérée)

= 57117,9 daN

Ceinture moyenne + enduit (non pondéré) =  $(2 * \pi * 3,85 * 0,50 * 0,20 * 2500)$

+  $(2 * \pi * 3,95 * 0,02 * 0,40 * 2000)$  = 5235,15 daN

Poids total non

= 62353,05 daN

Poids total pondéré

= 84176,62 daN

Cette charge se décompose en :

- effort de compression suivant l'axe de la paroi du tronc de cône N
- effort de traction horizontal dans la ceinture  $Q_H$

### Composante horizontale $Q_H$ par ml

C'est la somme de la poussée totale due à l'eau et de l'effort de traction horizontal dans la ceinture du au poids propre.

#### Poussée de l'eau sur la ceinture

$$\gamma \cdot h \cdot s = 10^3 \cdot (3,50 + 0,20 + 0,25) \cdot 1 \cdot 0,2 = 790 \text{ daN}$$

#### Composante $Q'_H$ non pondéré

$$Q'_H = \frac{62353,05}{2 \cdot 3,14 \cdot 3,85 \cdot \text{tg } 45} + 790 = 3368,92 \text{ daN}$$

#### Composante $Q''_H$ pondéré

$$Q''_H = \frac{84176,62}{2 \cdot 3,14 \cdot 3,85 \cdot \text{tg } 45} + (1,5 \cdot 790) = 4666,54 \text{ daN}$$

#### Armature de tension dans la ceinture

$$A_{\text{ser}} = \frac{33689,2 \cdot 3,85}{165 \cdot 10^6} = 7,86 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \frac{46665,4 \cdot 3,85}{348 \cdot 10^6} = 5,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_c} = \frac{40 \cdot 20 \cdot 2,1}{400} = 4,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{th}} = \max(A_{\text{ser}}; A_u; A_{\text{min}}) = 7,86 \text{ cm}^2$$

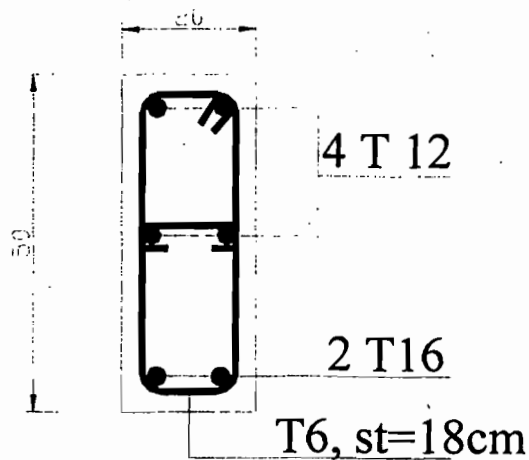
$$A_{\text{réel}} = 2T16 + 4T12 = 8,54 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \max \left( 6; \frac{\Phi_l}{3} \right) = 6$$

$$S_t = \min (40 \text{ cm}; a + 10; 15\Phi_t) = \min (40 \text{ cm}; 20 + 10; 15 * 12) = 18$$

$$\Phi_t = 6 \text{ mm}; \quad S_t = 18 \text{ cm}$$

**Schéma de ferrailage****e- Cuve tronconique**

La paroi de la cuve est inclinée à 45° et la détermination des armatures se fait de la même manière que dans la cuve cylindrique en tenant compte de l'inclinaison des parois. On subdivise la cuve en tranche verticale de hauteur 0,50 m et pour chaque tranche, on calcule, la hauteur d'eau, la poussée sur la paroi, la composante horizontale de la poussée, la composante horizontale du poids propre, la composante horizontale totale, la tension dans la paroi, et enfin les armatures.

Exemple de calcul pour la première tranche

$$\text{Hauteur d'eau} = 0,25 + 3,50 + \frac{0,50}{2} = 4,00 \text{ m}$$

$$\text{Poussée sur la paroi} = \gamma * h * S = 10^3 * 4,00 * \frac{1,00 * 0,5}{\sin 45} = 2828,43 \text{ daN/m}$$

$$\text{Composante horizontale de la poussée} = \frac{\text{Poussée sur la paroi}}{\cos 45} = 4000$$

$$\begin{aligned} \text{Composante horizontale du poids propre} &= \frac{1,00 * [(0,15 * 2500) + (0,02 * 2000)] * 0,50}{\sin 45} \\ &= 293,45 \text{ daN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Composante horizontale totale : - non pondéré} = 4000 + 293,45 = 4293,45 \text{ daN/m}$$

$$\text{- pondéré} = 1,35 * 293,45 + 1,5 * 4000 = 6396,16 \text{ daN/m}$$

$$\text{Rayon moyen de la tranche} = 3,75 - \frac{0,50}{2} = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{Tension dans la paroi} = \text{Composante horizontale totale} * \text{Rayon moyen de la tranche}$$

$$\text{- non pondéré} = 4293,45 * 3,50 = 15027,08 \text{ daN}$$

$$\text{- pondéré} = 6396,16 * 3,50 = 22386,56 \text{ daN}$$

Armatures:

$$A_{ser} \geq \frac{\text{Tension dans la paroi (- non pondéré)}}{\sigma_s} = \frac{15027,08}{165 * 10^6} = 9,11 \text{ cm}^2$$

$$A_u \geq \frac{\text{Tension dans la paroi (- pondéré)}}{f_{su}} = \frac{22386,56}{348 * 10^6} = 6,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \frac{B * f_{t28}}{f_c} = \frac{50 * 15}{\sin 45} * \frac{2,1}{400} = 5,57 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max(A_{ser}; A_u; A_{min})$$

Tranche	Prof (m)	Composante horizontale de la pression (daN/m)	Composante horizontale du poids propre (daN/m)	Rayon (m)	Effort tranchant		Sections théoriques (cm <sup>2</sup> )			Section réelle (cm <sup>2</sup> )
					Non pondéré (daN)	Pondéré (daN)	Aser	Au	Amin	
1	4,00	4000	293,45	3,50	15027,08	22386,56	9,11	6,43	5,57	6T14 (e = 10 cm)
2	4,50	4500	293,45	3,00	14380,35	21438,48	8,72	6,16	5,57	6T14 (e = 10 cm)
3	5,00	5000	293,45	2,50	13233,63	19740,40	8,02	5,67	5,57	6T14 (e = 10 cm)

Tableau 4.2 - Armatures de la cuve tronconique

On choisit des aciers de diamètre égal au 1/10 de l'épaisseur. Les armatures seront toutes réparties par moitié sur chaque face. Le tableau de la page suivante résume les calculs pour chaque tranche.

### Armatures de répartition

On prendra la moitié de la section maximale en cerce

$$\text{Soit par ml: } \frac{9,01}{2} = 4,51 \text{ cm}^2$$
$$A_{\text{réel}} = 6 \text{ T10 (e = 20 cm)}$$

### Taux de compression du béton

La valeur maximale est obtenue à la jonction tronc de cône, ceinture basse.

Soit P le poids des éléments du château d'eau situés au -dessus du tronc de cône, y compris la ceinture moyenne( Voir calcul paragraphe sur la ceinture moyenne)



On a  $P$  (non pondéré) = 623530,5N

$P$  (pondéré) = 841766,2 N

Soit  $F_1$ , la composante dirigée suivant la génératrice du tronc de cône de la force due à la poussée de l'eau.

Soit  $F_2$ , la composante dirigée suivant la génératrice du tronc de cône du poids propre du cône. On démontre que :

$$\begin{aligned}
 F_1 + F_2 &= \frac{2 * \pi * l}{\sin \alpha} * \left[ (\Delta * h_1 + \frac{\bar{w}}{\cos \alpha}) * (r_1 + \frac{l}{2}) - \Delta * l * \left( \frac{r_1}{2} + \frac{l}{3} \right) * \text{tg } \alpha \right] \\
 \text{(non pondéré)} &= \frac{2 * \pi * 1,50}{\sin 45} * \left[ (10000 * 5,25 + \frac{2500 * 0,15}{\cos 45}) * (2,25 + \frac{1,50}{2}) \right. \\
 &\quad \left. - 10000 * 1,5 * \left( \frac{2,25}{2} + \frac{1,50}{3} \right) * \text{tg } 45 \right] \\
 &= 1795764,15\text{N} \\
 \text{(pondéré)} &= \frac{2 * \pi * 1,50}{\sin 45} * \left[ (1,50 * 10000 * 5,25 + 1,35 * \frac{2500 * 0,15}{\cos 45}) * (2,25 + \frac{1,25}{2}) \right. \\
 &\quad \left. - 1,50 * 10000 * 1,5 * \left( \frac{2,25}{2} + \frac{1,50}{3} \right) * \text{tg } 45 \right] \\
 &= 2690465,04\text{N}
 \end{aligned}$$

Avec :

$$r_1 = \text{rayon inférieur du tronc de cône} = \frac{4,50}{2} = 2,25 \text{ m}$$

$$l = \text{rayon supérieur du tronc de cône} - \text{rayon inférieur du tronc de cône} = 1,50 \text{ m}$$

$$\alpha = \text{angle d'inclinaison du tronc de cône} = 45^\circ$$

$\Delta$  = poids spécifique de l'eau

$$h_1 = \text{hauteur total d'eau à la base du tronc de cône} = 0,25 + 3,50 + 1,50 = 5,25 \text{ m}$$

$$\bar{w} = \text{poids de la paroi du tronc de cône} = 2500 * (0,15 + 0,02) = 425 \text{ daN}$$

Efforts totaux de compression

$$\begin{aligned} \text{Non pondéré} &= \frac{623530,5}{\cos 45} + 1795764,15 \\ &= 2677569,44 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Pondéré} &= \frac{841766,2}{\cos 45} + 2690465,04 \\ &= 3880902,216 \text{ N} \end{aligned}$$

Contrainte de compression

$$A = 4,71 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Els } \sigma_{bc} &= \frac{N_{ser}}{B + n * A} \\ &= \frac{2677569,44}{((1 * 0,15) + 15 * 4,71 * 10^{-4}) * (2 * 3,14 * 2,25)} \\ &= 1,21 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Elu } \sigma_{bc} &= \frac{N_u - A * \sigma_s}{B} \\ &= \frac{3880902,216 - (4,71 * 348 * 10^2)}{2 * 3,14 * 2,25 * (1 * 0,15)} \\ &= 1,75 \text{ MPa} \end{aligned}$$

## f- Cheminée

Hauteur d' eau à la base de la cheminée =  $0,25 + 3,50 + 1,50 = 5,25$  m

Epaisseur = 10 cm

Poussée maximale à la base pour une tranche de 1 m de hauteur  
 $(5,25 - 0,50) * 10 = 47,5$  KN/m<sup>2</sup>

Effort maximal de pression de l' eau sur la cheminée :

L' eau agit simultanément en compression et en traction car les efforts de poussée convergent vers le centre de la cheminée.

- Rayon intérieur de la cheminée = 0,50 m

\* Effort de compression axial  $P * r$

non pondéré =  $47,5 * 0,50 = 23,75$  KN

pondéré =  $1,50 * 47,5 * 0,50 = 35,63$  KN

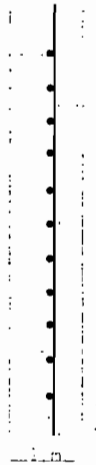
\* Armatures en cerces :

$$A_{ser} = \frac{23750}{165 * 10^6} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \frac{35630}{348 * 10^6} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$$A_{peau} \geq 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{réel} = 10 \Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2$$



### **g- Coupole inférieure**

Pour le calcul de la coupole intérieure, nous remplacerons le poids de la cheminée par celui de l'eau, car on démontre en effet que le poids de l'eau qui aurait occupé le volume de la cheminée est plus défavorable que celui de la cheminée. En effet on démontre que

$$\text{Poids de l'eau équivalent} = \pi * 0,57^2 * 10^3 * 5,25 = 53,6 \text{ KN}$$

$$\text{Poids de la cheminée} = \pi * (0,57^2 - 0,50^2) * 5,25 * 2500 = 30,87 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du matériel divers} = 15 \text{ KN}$$

$$\text{Poids total cheminée + matériel} = 45,87 \text{ KN}$$

$$53,6 \text{ KN} \geq 45,87 \text{ KN}$$

### Charge / m<sup>2</sup> de coupole

$$\text{Poids propre} = 1 * 1 * 0,15 * 2500 = 375 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{Poids de l'enduit} = 1 * 1 * 0,02 * 2000 = 40 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{Poids moyen de l'eau} = 1 * 1 * 5,25 * 10^3 = 5250 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{Charge non pondérée} = 5665 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{Charge pondérée} = 1,35 * (312,5 + 40) + 1,50 * 5250 = 8435,25 \text{ daN/ m}^2$$

$$\text{Diamètre de la coupole} = 4,50 - 2 * 0,30 = 3,90 \text{ m}$$

$$\text{Rayon de la coupole} = 1,95 \text{ m}$$

$$\text{Flèche de la coupole} = \frac{1,95}{3} = 0,65 \text{ m}$$

$$\text{Rayon extérieur } R_e = \frac{1,95^2 + 0,65^2}{2 * 0,65} = 3,25 \text{ m}$$

$$\text{Surface de la coupole} = 2 * \pi * 3,25 * 0,65 = 13,27 \text{ m}^2$$

### Charge et surcharge totale

$$\text{Non pondérée} = 5665 * 13,27 = 75174,6 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Pondérée} = 8435,25 * 13,27 = 111935,8 \text{ daN/m}^2$$

Charge par ml de ceinture

Aux naissances :

$$\text{Non pondéré } P_1 = \frac{75174,6}{2 * \pi * 1,96} = 6138,7 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Pondéré } P_2 = \frac{111935,8}{2 * \pi * 1,95} = 9140,60 \text{ daN/ml}$$

Dans l'axe

$$\text{Non pondéré } P_1' = \frac{75174,6}{2 * \pi * 2,10} = 5700,23 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Pondéré } P_2' = \frac{111935,8}{2 * \pi * 2,10} = 8487,7 \text{ daN/ml}$$

Effort horizontal/ ml de ceinture

Aux naissances :

$$\text{Non pondéré } q_{H1} = \frac{6138,7}{1,95} * \frac{1,95^2 - 0,65^2}{2 * 0,65} = 8184,93 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Pondéré } q_{H2} = \frac{9140,60}{1,95} * \frac{1,95^2 - 0,65^2}{2 * 0,65} = 12187,47 \text{ daN/ml}$$

Dans l'axe de la ceinture :

$$\text{Non pondéré } q_{H1}' = \frac{5700,23}{2,10} * \frac{2,10^2 - 0,72^2}{2 * 0,72} = 7335,65 \text{ daN/ml}$$

$$\text{Pondéré } q_{H2}' = \frac{8487,7}{2,10} * \frac{2,10^2 - 0,72^2}{2 * 0,72} = 10922,86 \text{ daN/ml}$$

**Efforts méridiens**

Aux naissances :

$$\text{Non pondéré } M_1 = \sqrt{(61387^2 + 81849,3^2)} = 102311,64 \text{ N/ml}$$

$$\text{Pondéré } M_2 = \sqrt{(91406^2 + 121874,7^2)} = 152343,36 \text{ N/ml}$$

Dans l'axe :

$$\text{Non pondéré } M_1 = \sqrt{(57002,3^2 + 73356,5^2)} = 92900,15 \text{ N/ml}$$

$$\text{Pondéré } M_2 = \sqrt{(84877^2 + 109228,6^2)} = 138329,3 \text{ N/ml}$$

**Contrainte du béton en compression suivant les méridiens**

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= \frac{\text{Effort méridien pondéré aux naissances}}{1 * \text{épaisseur de la coupole}} \\ &= \frac{152343,36}{0,15 * 1} = 1,02 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Les contraintes étant très faibles, on dispose suivant les méridiens et en cerces, une section minimale calculée de la façon suivante :

**Armatures méridiennes :**

$$\Phi \leq \frac{\text{Epaisseur}}{10} = \frac{15}{10} = 1,5$$

Soit  $\Phi 10$  ou  $\Phi 12$ 

$$\begin{aligned} \text{Armature minimale: } A &\geq \frac{0,2}{100} * B \\ &= \frac{0,2}{100} * 12,5 * 100 = 2,5 \text{ cm}^2; \end{aligned}$$

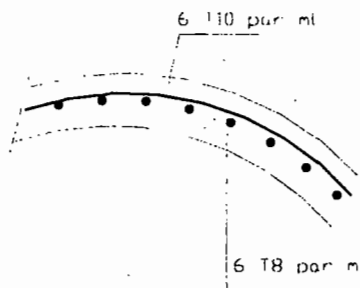
$$A = 6\Phi 10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

### Armatures en cerces

On adopte en général une section égale à la moitié de la section méridienne.

$$A = \frac{4,71}{2} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 6 \Phi 8 / \text{ml} = 3,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



### Chapeaux

On dispose la même section que la section méridienne



## h- Ceinture inférieure

### Effort normal au ml provenant du tronc de cône

Aux naissances :

$$\text{Non pondéré} = \frac{2677569,44}{2 * 3,14 * 2,35} = 181431,73 \text{ N/ ml}$$

$$\text{Pondéré} = \frac{3880902,22}{2 * 3,14 * 2,35} = 262969,4 \text{ N/ m}$$

Dans l'axe :

$$\text{Non pondéré} = \frac{2677569,44}{2 * 3,14 * 2,15} = 198309,1 \text{ N/ ml}$$

$$\text{Pondéré} = \frac{3880902,22}{2 * 3,14 * 2,15} = 287431,66 \text{ N/ m}$$

### Composante horizontale

Aux naissances

$$\text{Non pondéré} = \cos 45 * 181431,73 = 128292 \text{ N / ml}$$

$$\text{Pondéré} = \cos 45 * 262969,4 = 185947,45 \text{ N / m}$$

Dans l'axe

$$\text{Non pondéré} = \cos 45 * 198309,1 = 140225,71 \text{ N / ml}$$

$$\text{Pondéré} = \cos 45 * 287431,66 = 203244,9 \text{ N / m}$$

### Efforts résultants totaux coupole - tronc de cône

Les efforts sont de sens contraires et se retranchent donc.

Valeurs dans l'axe

$$\text{Non pondéré} = 140225,71 - 73356,5 = 66869,21 \text{ N/ ml}$$

$$\text{Pondéré} = 203244,9 - 109228,6 = 94016,3 \text{ N / ml}$$

Valeurs aux naissances :

$$\text{Non pondéré} = 128292 - 81849,3 = 46442,7 \text{ N / ml}$$

$$\text{Pondéré} = 185947,45 - 121874,7 = 64072,75 \text{ N/ ml}$$

**Efforts de compression**

$$\text{Non pondéré} = 66869,21 * \left( \frac{4,50}{2} + \frac{0,40}{2} \right) = 163829,56 \text{ N}$$

$$\text{Pondéré} = 94016,3 * 2,45 = 230339,935 \text{ N}$$

**Armatures de traction**

$$A_{ser} = \frac{163829,56}{165 * 10^6} = 9,93 \text{ cm}^2$$

$$A_u = \frac{230339,94}{348 * 10^6} = 6,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{B * f_{t28}}{f_c} = \frac{40 * 60 * 2,1}{400} = 12,6 \text{ cm}^2$$

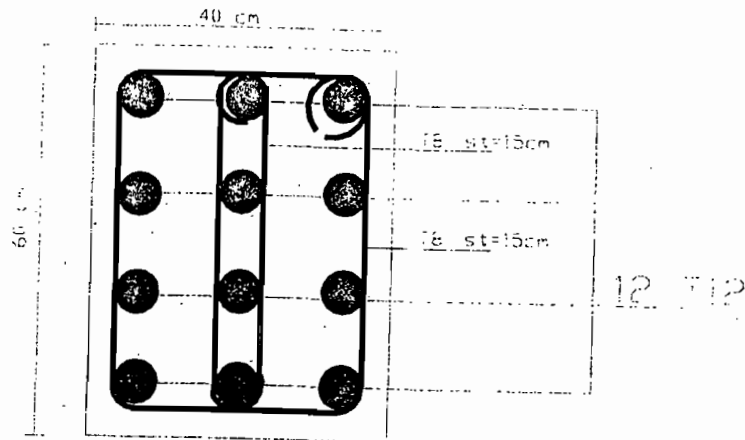
$$A_{th} = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$A = 12 \text{ T } 12 = 13,56 \text{ cm}^2$$

**Armatures transversales**

Cadres et étriers T 8

$$S_t = 15 \text{ cm}$$



### 4.1.5. Dimensionnement des poteaux

Section des poteaux : 50\*50 cm<sup>2</sup>

Calcul des surfaces exposées au vent

$$\text{Coupole} \quad \frac{2}{3} * 7,50 * 0,78 = 3,9 \text{ m}^2$$

$$\text{Cuve cylindrique} \quad 7,75 * 3,90 = 30,225 \text{ m}^2$$

$$\text{Tronc de cône} \quad \frac{7,50 + 4,50}{2} * 1,50 = 9 \text{ m}^2$$

$$\text{Ceinture inférieure} \quad 4,50 * 0,60 = 2,7 \text{ m}^2$$

$$\text{Piliers} \quad 4 + 0,70 * 23 = 64,4 \text{ m}^2$$

$$\text{Entretoises} \quad 3 * 0,50 * 4,50 = 6,75 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Surface totale (coupole + cuve cylindrique + tronc de cône + ceinture inférieure)} \\ = 45,83 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Surface totale (piliers + entretoises)} = 71,15 \text{ m}^2$$

Les efforts dû au vent ont pour valeurs :

- Sur les parties circulaires : 850 N/m<sup>2</sup>

- Sur les piliers et entretoises : 1400 N/m<sup>2</sup>

Forces sur les parties circulaires

$$\begin{aligned} 850 * 45,83 &= 38960 \text{ N appliquée à } (2,90 + 24,50) \\ &= 27,40 \text{ de la base} \end{aligned}$$

Force sur les piliers et entretoises :

$$71,15 * 1400 = 99610 \text{ N appliquée à } 12,25 \text{ m de la base}$$

Moment de renversement dû au vent :

$$M = 38960 * 27,40 + 99610 * 12,25 = 2,29 \text{ MNm}$$

Moment de renversement avec un coefficient de 5/3

$$2,29 * \frac{5}{3} = 3,8 \text{ MNm}$$

Poids de la construction avec réservoir vide

Jusqu'à la ceinture d'appui	$40,70 * 25$	= 1017,5 KN
Piliers	$4 * 0,50 * 0,50 * 23 * 25$	= 575 KN
Entretoises	$3,14 * (2,25^2 - 1,75^2) * 0,50 * 3 * 25$	= 235,6 KN
Total		= 1828,1 KN

Moment de stabilité du réservoir vide

$$1828,1 * \frac{4,50}{2} = 4,113 \text{ MNm}$$

$$\geq 3,8 \text{ MNm} = \text{moment de renversement dû au vent}$$

Effort à la base du réservoir plein

$$1828,1 + (176 * 10) = 3588,1 \text{ KN}$$

Moment dû à l'effort à la base du réservoir plein

$$3588,1 * \frac{4,50}{2} = 8023,225 \text{ KNm}$$

Effort appliqué à la base du pilier le plus chargé et le mois chargé

$$N = \frac{3588,1}{4} \pm \frac{2290}{2 * 2,00}$$

$$N_{\max} = 1469,5 \text{ KN}$$

$$N_{\min} = 324,5 \text{ KN}$$

Contrainte dans le béton

$$\frac{1417,8}{0,50 * 0,50} = 5,671 \text{ MPa}$$

Calcul des moments de flexion dans les piliers

Surface des piliers exposés au vent par mètre linéaire

$$4 * 0,70 = 2,8 \text{ m}^2$$

Effort tranchant = effort du vent sur les parties circulaires + effort tranchant dû à l'entretoise

Effort tranchant au milieu du 1<sup>er</sup> pilier

$$38960 + (1400 * 2,8 * \frac{5,75}{2}) = 50230 \text{ N}$$

Moment au sommet et à la base de chaque pilier

$$\frac{50230 * \frac{5,75}{2}}{4} = 36103 \text{ Nm}$$

Effort tranchant au milieu du 2<sup>e</sup> pilier

$$36103 + 1400 (2,8 * 5,75 + 0,50 * 4,5 * 2) = 64943 \text{ N}$$

Moment au sommet et à la base de chaque pilier

$$\frac{64943 * \frac{5,75}{2}}{4} = 46678 \text{ Nm}$$

Effort tranchant au milieu du 3<sup>e</sup> pilier

$$46678 + 1400 (2,8 * 5,75 + 0,50 * 4,5 * 2) = 75518 \text{ N}$$

Moment au sommet et à la base de chaque pilier

$$\frac{75518 * \frac{5,75}{2}}{4} = 54278 \text{ Nm}$$

Effort tranchant au milieu du 4<sup>e</sup> pilier

$$54278 + 1400 (2,8 * 5,75 + 0,50 * 4,5 * 2) = 83118 \text{ N}$$

Moment au sommet et à la base de chaque pilier

$$\frac{83118 * \frac{5,75}{2}}{4} = 59741 \text{ Nm}$$

Calcul des efforts normaux dans les piliers- Cas du réservoir pleinEn tête du 1<sup>er</sup> pilier

$$\text{Effort total } N_{\text{total}} = 1017,5 + (176 * 10) = 2777,5 \text{ KN}$$

$$\text{Moment} = 38960 * \frac{5,40}{2} = 105.192 \text{ KNm}$$

$$N = \frac{2777,5}{4} \pm \frac{105,192}{2 * 2,00}$$

$$N_{\text{max}} = 720,373 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 668,077 \text{ KN}$$

En tête du 2<sup>e</sup> pilier

$$\text{Effort total } N_{\text{total}} = 2777,5 + \frac{575}{4} + \frac{235,6}{3 * 2} = 2960,52 \text{ KN}$$

$$\text{Moment} = 38960 * \left( \frac{5,40}{2} + 5,75 \right) + \frac{64943 * \frac{5,75}{2}}{2} = 422,567 \text{ KNm}$$

$$N = \frac{2960,52}{4} \pm \frac{422,567}{2 * 2,00}$$

$$N_{\text{max}} = 845,771 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 634,488 \text{ KN}$$

En tête du 3<sup>e</sup> pilier

$$\text{Effort total } N_{\text{total}} = 2960,52 + \frac{575}{4} + \frac{235,6}{3 \cdot 2} = 3163,17 \text{ KN}$$

$$\text{Moment} = 38960 \cdot \left( \frac{5,40}{2} + 2 \cdot 5,75 \right) + \frac{75518 \cdot \frac{5,75}{2}}{2} = 977,365 \text{ KNm}$$

$$N = \frac{3163,170}{4} \pm \frac{977,365}{2 \cdot 2,00}$$

$$N_{\text{max}} = 1035,134 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 546,451 \text{ KN}$$

En tête du 4<sup>e</sup> pilier

$$\text{Effort total } N_{\text{total}} = 3163,17 + \frac{575}{4} + \frac{235,6}{3 \cdot 2} = 3365,82 \text{ KN}$$

$$\text{Moment} = 38960 \cdot \left( \frac{5,40}{2} + 3 \cdot 5,75 \right) + \frac{83118 \cdot \frac{5,75}{2}}{2} = 896,734 \text{ KNm}$$

$$N = \frac{3365,820}{4} \pm \frac{896,734}{2 \cdot 2,00}$$

$$N_{\text{max}} = 1065,638 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 617,272 \text{ KN}$$

Au pieds du 4<sup>e</sup> pilier

$$N_{\text{max}} = 1469,5 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 324,5 \text{ KN}$$

Calcul des moments de flexion dans les piliers – cas du réservoir videEn tête du 1<sup>er</sup> pilier



$$\text{Effort total } N_{\text{total}} = 1017.5 \text{ KN}$$

$$\text{Moment} = 38960 * \frac{5.40}{2} = 105.192 \text{ KNm}$$

$$N = \frac{1017.5}{4} \pm \frac{105.192}{2 * 2.00}$$

$$N_{\text{max}} = 280.673 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 228.077 \text{ KN}$$

### En tête du 2<sup>e</sup> pilier

$$\text{Effort total } N_{\text{total}} = 1017.5 + \frac{575}{4} + \frac{235.6}{3 * 2} = 1200.5 \text{ KN}$$

$$\text{Moment} = 422.567 \text{ KNm}$$

$$N = \frac{1200.5}{4} \pm \frac{422.567}{2 * 2.00}$$

$$N_{\text{max}} = 405.77 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 194.48 \text{ KN}$$

### En tête du 3<sup>e</sup> pilier

$$\text{Effort total } N_{\text{total}} = 1200.5 + \frac{575}{4} + \frac{235.6}{3 * 2} = 1383.5 \text{ KN}$$

$$\text{Moment} = 977.365 \text{ KNm}$$

$$N = \frac{1383.5}{4} \pm \frac{977.365}{2 * 2.00}$$

$$N_{\text{max}} = 590 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 101.5 \text{ KN}$$

### En tête du 4<sup>e</sup> pilier

$$\text{Effort total } N_{\text{total}} = 1383.5 + \frac{575}{4} + \frac{235.6}{3 * 2} = 1566.5 \text{ KN}$$

$$\text{Moment} = 896.734 \text{ KNm}$$

$$N = \frac{1566.5}{4} \pm \frac{896.734}{2 * 2.00}$$

$$N_{\text{max}} = 615.8 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 167.4 \text{ KN}$$

Au pied du 4<sup>ème</sup> pilier

$$\text{Effort total } N_{\text{total}} = 1566,5 + \frac{575}{4} + \frac{235,6}{3 \cdot 2} = 1749,5 \text{ KN}$$

$$\text{Moment} = 3896 \cdot \left( \frac{5,40}{2} + 4 \cdot 5,75 \right) + \frac{83118 \cdot 5,75}{2} = 1.12 \text{ MNm}$$

$$N = \frac{1749,5}{4} \pm \frac{1120}{2 \cdot 2,00}$$

$$N_{\text{max}} = 717,3 \text{ KN}$$

$$N_{\text{min}} = 157,3 \text{ KN}$$

Les valeurs des moments et des efforts normaux pour les différents piliers sont :

1<sup>er</sup> pilierEn tête

$$M = 36,103 \text{ KNm}$$

$$N = 720,673 \text{ KN}$$

$$M = 36,103 \text{ KNm}$$

$$N = 228,077 \text{ KN}$$

Au pied

$$M = 36,103 \text{ KNm}$$

$$N = 845,771 \text{ KN}$$

$$M = 36,103 \text{ KNm}$$

$$N = 194,48 \text{ KN}$$

2<sup>e</sup> pilierEn tête

$$M = 44,678 \text{ KNm}$$

$$N = 845,771 \text{ KN}$$

$$M = 44,678 \text{ KNm}$$

$$N = 194,48 \text{ KN}$$

Au pied

$$M = 44,678 \text{ KNm}$$

$$N = 1035,13 \text{ KN}$$

$$M = 44,678 \text{ KNm}$$

$$N = 101,5 \text{ KN}$$

3<sup>e</sup> pilierEn tête

$$M = 54,278 \text{ KNm}$$

$$N = 1035,13 \text{ KN}$$

$$M = 54,278 \text{ KNm}$$

$$N = 101,5 \text{ KN}$$

Au pied

$$M = 54,278 \text{ KNm}$$

$$N = 1065,64 \text{ KN}$$

$$M = 54,278 \text{ KNm}$$

$$N = 167,4 \text{ KN}$$

#### 4<sup>e</sup> pilier

##### En tête

$$M = 59,741 \text{ KNm}$$

$$N = 1065,64 \text{ KN}$$

$$M = 59,741 \text{ KNm}$$

$$N = 167,4 \text{ KN}$$

##### Au pied

$$M = 59,741 \text{ KNm}$$

$$N = 1469,5 \text{ KN}$$

$$M = 59,741 \text{ KNm}$$

$$N = 157,3 \text{ KN}$$

On calculera pour chaque couple (M,N) la valeur de l'excentricité  $e_0$ .

On comparera cette valeur à  $\frac{h}{2} - c = \frac{0,50}{2} - 0,035 = 21,5 \text{ cm}$

Pour  $e_0 \geq \frac{h}{2} - c$ , la section est partiellement comprimée

Pour  $e_0 \leq \frac{h}{2} - c$ , on calcule  $M_1$  et on vérifie pour calculer la section comme une section

partiellement comprimée que  $N(d - c) - M_1 \leq (0,337 - 0,81 \frac{c}{h}) b h^2 \sigma_b = 0,525 \text{ MNm}$

**Les armatures pour les piliers seront déterminées en flexion composée**

Pilier	eo (cm)	Moment M1 (MNm)	N*(d-c)-M1
1er pilier	5	0,191	0,118
	15,8	0,085	0,013
	4,26	0,217	0,147
2ème pilier	18,5	0,078	0,005
	5,3	0,226	0,138
	22,97		
3ème pilier	4,32	0,267	0,178
	44		
	5,24	0,276	0,169
4ème pilier	53		
	5,1	0,283	0,175
	32,4		
	5,6	0,290	0,168
	35,6		
	4,06	0,375	0,257
	38		

Tableau 4.3- Calcul des excentricités sur les sections de piliers

Pilier	Mser (MNm)	Aser (cm2)	Nser(KN)	N /	Aser - N/	Amin en compression ( cm2 )	Amin en flexion ( cm2 )	A réel ( cm <sup>2</sup> )
1er pilier	0,036103	5,82	194,48	11,8	-	8	2,8	8 T 12 = 9,05 cm2
2ème pilier	0,044678	7,20	101,5	6,15	1,05	8	2,8	8 T 12 = 9,05 cm2
3ème pilier	0,054278	8,75	101,5	6,15	2,60	8	2,8	8 T 12 = 9,05 cm2
4ème pilier	0,059741	9,63	157,3	9,50	0,13	8	2,8	8 T 12 = 9,05 cm2

Tableau 4.4 : Armatures des piliers

### 4.1.6- Semelles

La Contrainte du sol est égale à 0,13 MPa à 3 m de profondeur.

$$\text{Moment} = \frac{2,29}{2 \cdot 2} = 0,573 \text{ MNm}$$

$$\text{Effort de compression } N = \frac{3588,1}{4} + (0,50 \cdot 0,50 \cdot 3 \cdot 25) = 915,8 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{0,573}{0,9158} = 0,625$$

On fixe pour les dimensions de la semelle :  $A = B = 3,50 \text{ m}$

$$\frac{B}{6} = 0,58 \text{ m} \leq e_0$$

$$\text{Pour } e_0 \geq \frac{B}{6}, \text{ on vérifie que } \frac{2P_{\text{ser}}}{3 \cdot A \cdot \left(\frac{B}{2} - e_0\right)} = 155 \text{ MPa}$$

$$\leq 1,33\bar{\sigma} = 1,33 \cdot 0,13 = 0,173 \text{ MPa}$$

La hauteur de la semelle doit être telle que

$$\frac{B-b}{4} \leq d_a \leq d_b \leq A-a \text{ (a et b, les dimensions du poteau)}$$

$$\frac{3,50 - 0,50}{4} \leq d_a \leq d_b \leq 3,50 - 0,50$$

$$d_a = 0,80 \text{ m}; d_b = 0,90 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,625 \geq \frac{B}{24} + 0,145$$

On pose

$$M_1 = \left( \frac{B}{2} - 0,35 \cdot b \right)^2 \cdot \left( 1 + 4 \cdot \frac{e_0}{B} + 1,4 \cdot \frac{e_0 \cdot b}{B^2} \right) \cdot \frac{N_u}{2 \cdot B}$$

$$= \left( \frac{3,50}{2} - 0,35 \cdot 0,50 \right)^2 \cdot \left( 1 + 4 \cdot \frac{0,625}{3,50} + 1,4 \cdot \frac{0,625 \cdot 0,50}{3,50^2} \right) \cdot \frac{1,35 \cdot 0,9158}{2 \cdot 3,50}$$

$$= 0,7667 \text{ KN}$$

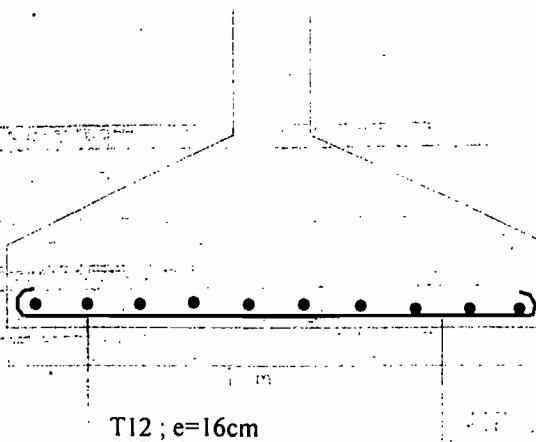
$$A_b = \frac{M_1}{d_b * \sigma_s}$$

$$= \frac{0,7667}{0,90 * 348} = 24,5 \text{ cm}^2;$$

$$A_a = \frac{N_u * \left(1 + 3 * \frac{e_0}{B}\right) * (A - a)}{8 * d_a * \sigma_s} = \frac{1,35 * 0,9158 * \left(1 + 3 * \frac{0,625}{3,50}\right) * (3,50 - 0,50)}{8 * 0,80 * 348}$$

$$= 25,57 \text{ cm}^2;$$

$$A_a = A_b = 22 \text{ T12 (e = 15 cm)}$$



## 4.2 - Dimensionnement du réservoir enterré.

### 4.2.1 - Hypothèses de Calcul

Elles sont les mêmes que celles utilisées pour le château d'eau.

Nous dimensionnerons successivement, la dalle de couverture, les parois latérales et transversales et le radier du réservoir.

### 4.2.2 - Rappel des dimensions du réservoir

Base =  $6 \times 6 \text{ m}^2$

Profondeur = 5 m

### 4.2.3 - Dalle de couverture

On la dimensionnera en dalle pleine préfabriquée. Les panneaux préfabriqués auront 1 m de large et 6 m de long.

#### Prédimensionnement de la dalle.

La dalle ne portera que dans un seul sens, les panneaux étant préfabriqués.

#### Epaisseur de la dalle.

A titre indicatif, on a :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{20} = \frac{100}{20} = 5 \text{ cm}$$

On prendra  $h_0 = 20 \text{ cm}$



**Charge par m<sup>2</sup>**

Charges permanentes

$$\text{Poids propre} = 25 * 0,20 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Enduit de sous face} = 20 * 0,02 = 0,45 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 5,4 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation

$$q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

**Sollicitations**

$$P_{ser} = g + q = 5,4 + 2,5 = 7,9 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 * g + 1,5 * q = 1,35 * 5,4 + 1,5 * 2,5 = 11,04 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{ser} = P_{ser} * \frac{l_x^2}{8} = 7,9 * \frac{6^2}{8} = 35,55 \text{ KN.m}$$

$$M_u = P_u * \frac{l_x^2}{8} = 11,04 * \frac{6^2}{8} = 49,68 \text{ KN.m}$$

**Contraintes de calcul :**

En fissuration très préjudiciable, on a :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}$$

On a pour chaque panneau:

$$b_0 = 1 \text{ m}; h_0 = 20 \text{ cm}; d_0 = 17 \text{ cm}; c (\text{enrobage}) = 3 \text{ cm}$$

Position de la fibre neutre

$$\bar{y}_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 165} \cdot 0,17$$

$$= 0,098 \text{ m}$$

Bras de levier

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 0,17 - \frac{0,098}{3} = 0,14$$

$$= 0,14 \text{ m}$$

Moment résistant du béton

$$\overline{M}_1 = b * \overline{y}_1 * \frac{\overline{\sigma}_{bc}}{2} * \overline{Z}_1 = 1 * 0,098 * \frac{15}{2} * 0,14$$

$$= 0,1029 \text{ MN m}$$

Moment en service =  $M_{ser} = 0,03555 \text{ MN m}$

$M_{ser} \leq \overline{M}_1 \Rightarrow$  pas d'aciers comprimés

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\overline{Z}_1 * \sigma_{st}} = \frac{0,03555}{0,14 * 165} = 15,38 \text{ cm}^2$$

$A = 10 \text{ T10 (st = 11 cm)}$

### Armatures de répartition

On prendra des aciers T8 (st = 14 cm)

Effort tranchant

$$V_x = P * \frac{l_x}{2}$$

A l'elu,

$$V_u = P_u * \frac{l_x}{2} = 11,04 * \frac{6}{2} = 33,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d} = \frac{0,03312}{0,17} = 0,195 \text{ MPa}$$

$$\tau_{lim} = 0,07 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,07 * \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \tau_{lim}$$

#### 4.2.4 - Les parois

On utilisera la méthode des tranches verticales.

On découpe dans le réservoir une tranche verticale délimitée par deux plans distants de 1 m.

On obtient une traverse horizontale et deux consoles.

Les consoles supportent le poids de la dalle ( effort normal de compression) et la poussée de l'eau.

On néglige lors du dimensionnement le poids de la dalle de couverture et on calcule les consoles en flexion simple.

La traverse horizontale supporte une charge uniformément répartie du au poids de l' eau, et un effort normal de traction résultant des consoles.

Lorsque le réservoir est plein, on choisit par mesure de sécurité de négliger la poussée des terres qui agit en sens inverse de la poussée de l'eau.

On vérifiera que lorsque le réservoir est vide, il peut résister à la poussée des terres.

#### Diagrammes des charges et des moments

### 4.2.4.1- Consoles

#### DIMENSIONS

$b_0 = 1\text{ m}$ ;  $h_0 = 30\text{ cm}$ ;  $d_0 = 25\text{ cm}$ ;  $c$  (enrobage) =  $5\text{ cm}$

Position de la fibre neutre et bras de levier

$$\bar{y}_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 165} \cdot 0,25$$

$$= 0,1442\text{ m}$$

$$\bar{z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 0,25 - \frac{0,1442}{3} = 0,202$$

$$= 20,2\text{ cm}$$

Moment résistant du béton

$$\overline{M}_1 = b \cdot \overline{y}_1 \cdot \frac{\sigma_{bc}}{2} \cdot \overline{Z}_1 = 1 \cdot 0,1442 \cdot \frac{15}{2} \cdot 0,202$$

$$= 0,218 \text{ MN m}$$

$$\text{Moment en service} = M_{\text{ser}} = \frac{\Delta \cdot h^3}{6} = \frac{12 \cdot 5^3}{6} = 250 \text{ KN m}$$

$$M_{\text{ser}} \leq \overline{M}_1 \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés}$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\overline{Z}_1 \cdot \sigma_{st}} = \frac{0,2085}{0,202 \cdot 165} = 62,56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{réc}} = 8 \text{ T } 32 = 64,34 \text{ cm}^2$$

### Armatures de répartition

On prendra des aciers T 10 espacés de 14 cm.

### Nervure de raidissement à la partie supérieure des parois

On exécutera une poutre de raidissement avec des aciers 4T10.

## 4.2.4.2 Radier

### **Effort de compression**

$$N_{\text{ser}} = \frac{\Delta \cdot h^2}{2} = \frac{12 \cdot 5^2}{2} = 150 \text{ KN (traction)}$$

### **Moment de flexion**

Aux appuis :

$$M_{1ser} = \frac{-\Delta \cdot h^3}{6} = \frac{12 \cdot 5^3}{6} = -250 \text{ KNm}$$

En travée :

$$M_{2ser} = \frac{\Delta \cdot h \cdot l^2}{8} - \frac{\Delta \cdot h^3}{6} = \frac{12 \cdot 5 \cdot 6^2}{8} - \frac{12 \cdot 5^3}{6} = 20 \text{ KNm}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_{10} = \frac{M_{1ser}}{N_{ser}} = \frac{250}{150} = 1,67 \text{ m}$$

$$e_{20} = \frac{M_{2ser}}{N_{ser}} = \frac{20}{150} = 0,14 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{30}{2} - 5 = 10 \text{ cm} \leq e_{10} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{30}{2} - 5 = 10 \text{ cm} \leq e_{20} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

### Détermination des armatures.

Aux appuis :

$b_0 = 1 \text{ m}$ ;  $h_0 = 30 \text{ cm}$ ;  $d_0 = 25 \text{ cm}$  ;  $c$  (enrobage) = 5 cm

Position de la fibre neutre

$$\bar{y}_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \sigma_{st}} \cdot d_0 = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 165} \cdot 0,25$$

$$= 0,1442 \text{ m}$$

Bras de levier

$$\bar{Z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 0,22 - \frac{0,1442}{3} = 0,2019$$

$$= 20,19 \text{ cm}$$

Moment résistant du béton

$$\bar{M}_1 = b \cdot \bar{y}_1 \cdot \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{2} \cdot \bar{Z}_1 = 1 \cdot 0,1442 \cdot \frac{15}{2} \cdot 0,2019$$

$$= 0,218 \text{ MN m}$$

$$\text{Moment en service} = M_{ser} = \frac{\Delta \cdot h^3}{6} = \frac{12 \cdot 5^3}{6} = 250 \text{ KN m}$$

$$M_{ser} \geq \bar{M}_1 \Rightarrow \text{il faut des aciers comprimés}$$

$$0,60 \cdot M_{ser} = 0,15 \text{ MN m}$$

$$\bar{M}_1 \geq 0,60 \cdot M_{ser}$$



**Calcul des aciers**

$$A_{s1} = \frac{\overline{M}_1}{\left(d - \frac{y_1}{3}\right) * \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0,218}{0,2019 * 165} = 65,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{M_{ser} - \overline{M}_1}{(d - c') * \overline{\sigma}_{st}} = \frac{0,250 - 0,218}{(0,25 - 0,05) * 165} = 9,7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sc} = \frac{n * \overline{\sigma}_{bc} * (y_1 - c')}{y_1} = \frac{15 * 15 * (0,1442 - 0,05)}{0,1442} = 147 \text{ MPa}$$

$$A'_s = \frac{M_{ser} - \overline{M}_1}{(d - c') * \overline{\sigma}_{sc}} = \frac{0,250 - 0,218}{(0,25 - 0,05) * 147} = 10,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures tendues} = 65,43 + 9,7 = 75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armatures comprimées} = 10,9 \text{ cm}^2$$

**En travée****Position de la fibre neutre**

$$\bar{y}_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \cdot d_0 = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 165} \cdot 0,25$$

$$= 0,1442 \text{ m}$$

**Bras de levier**

$$\bar{z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} = 0,22 - \frac{0,1442}{3} = 0,2019$$

$$= 20,19 \text{ cm}$$

**Moment résistant du béton**

$$\bar{M}_1 = b \cdot \bar{y}_1 \cdot \frac{\bar{\sigma}_{bc}}{2} \cdot \bar{z}_1 = 0,218 \text{ MN m}$$

**Moment en service**

$$M_{ser} = \frac{\Delta \cdot h^3}{6} = \frac{12 \cdot 5^3}{6} = 250 \text{ KN m}$$

$$M_{ser} \leq \bar{M}_1 \Rightarrow \text{pas d' aciers comprimés}$$

$$A_1 = \frac{M_{1ser}}{\bar{z} \cdot \bar{\sigma}_{st}} = \frac{20}{0,2019 \cdot 165000} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 6 + \frac{0,150}{165} = 15,1 \text{ cm}^2$$

### 4.2.4.3 - Parois transversales

On divise la paroi en tranches de 1 m de hauteur et on calcule ces tranches comme des dalles semi-encastées soumises à l'action de la pression moyenne régnant à mi-hauteur de chaque tranche.

L'épaisseur des parois est de 30 cm.

Soit  $z$  la cote du centre de pression. On a pour chaque tranche :

$$\text{Pression moyenne à mi hauteur} = P = \gamma * z * 1 = 12 * z$$

$$l_x = 1 \text{ m} ; l_y = 6 \text{ m} ; \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,16 \leq 0,40 \Rightarrow \text{la dalle ne porte que dans un seul sens}$$

$$\text{Moment isostatique à mi travée} = M_{0x} = \frac{P * l^2}{8} = \frac{12 * 6^2 * z}{8} = 54 z$$

$$M_{0y} = 0$$

Le calcul des parois comme des dalles semi encastées donne les valeurs suivantes des moments

$$\alpha_1 = \frac{Q}{G+Q} = 1 (G \approx 0)$$

$$\text{En travée: } M_{tx} = \frac{1,2 + 0,3\alpha_1}{2} * M_{0x} = \frac{1,2 + 0,3}{2} * 54 z = 40,5 z \text{ (KNm)}$$

$$M_{ty} = 0$$

$$\text{Aux appuis: } M_{ox} = -0,15 * M_{0x} = -8,1 z \text{ (KNm)}$$

$$M_{oy} = -0,15 * M_{0x} = -8,1 z \text{ (KNm)}$$

On calcule successivement pour chaque tranche la profondeur du centre de pression, les moments en travée et aux appuis et les sections d'armatures en flexion. Le tableau suivant résume les valeurs trouvées.

Tranches	Profondeur du centre de pression	Pression moyenne ( KN/m <sup>2</sup> )	Mox (KNm)	Mtx (KNm)	Max (KNm)	May(KNm)	A <sub>travée</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>appuis</sub> (cm <sup>2</sup> )
0-1 m	0,5	6	27	20,25	-4,05	-4,05	8T12	8 T 8
1-2 m	1,5	18	81	60,75	-12,15	-12,15	7T20	9 T 8
2-3 m	2,5	135	135	101,25	-20,25	-20,25	12T20	12 T10
3-4 m	3,5	189	189	141,75	-28,35	-28,35	16T20	16 T10
4-5 m	4,5	243	243	182,25	-36,45	-36,45	As=14T25 A's =6T14	20 T 10

Tableau 4.5: Armatures des parois transversales de la bache

# Chapitre 5: ETUDE FINANCIERE

## 5.1- DEVIS QUANTITATIF

### RESERVOIR EN HAUTEUR

#### • Coupole supérieure

Epaisseur : 10cm ;

$$\text{Surface coupole : } S_c = 2\pi * R_s * F_0 = 46.1 \text{ m}^2$$

Armatures : 6 $\phi$ 8 par ml pour cerces et méridiennes

$$\text{Volume béton : } 46.1 * 0.1 = 0.461 \text{ m}^3$$

$$\text{Linéaire d'acier } \phi 8 : \begin{cases} \text{Cerces : } 2\pi * (3.75/2) * 6 * (7.71/2) = 272.35 \text{ m} \\ \text{Mériennes : } 7.71 * 2\pi * 3.75 * 6/2 = 544.7 \text{ m} \end{cases}$$

#### • Ceinture supérieure

Section : 20\*30

$$\text{Pourtour : } 2\pi R_m = 6.28 * 3.85 = 24.178 \text{ m}$$

$$\text{Volume béton : } 0.2 * 0.3 * 24.178 = 1.451 \text{ m}^3$$

$$\text{Linéaire de } \phi 12 : 24.178 * 2 = 48.356 \text{ m ;}$$

$$\text{Linéaire de } \phi 8 : 24.178 * 4 = 96.712 \text{ m ;}$$

$$\text{Linéaire d'armatures transversales } \phi 6 : 2(14+24) * 24.178 / 0.18 = 102 \text{ m}$$

#### • Cuve cylindrique

Epaisseur constante : 15 cm ;

Hauteur : 3.5 m ;

Diamètre : 7.5 m

$$\text{Volume béton} : 2\pi R_m * 0.15 * 3.5 = 6.28 * 3.85 * 0.15 * 0.35 = 12.7 \text{ m}^3$$

Armatures de cerces:  $7\phi 12$  par mètre linéaire

Armatures verticales :  $8\phi 8$  par mètre linéaire

$$\text{Linéaire de } \phi 12 : 2\pi R_m * 7 * 3.5 = 592.36 \text{ m}$$

$$\text{Linéaire de } \phi 8 : 2\pi R_m * 8 * 3.5 = 677 \text{ m}$$

## ● Ceinture moyenne

Section :  $20 * 50 \text{ cm}$

$$\text{Volume béton} : 2\pi R_m * 0.2 * 0.5 = 2.417 \text{ m}^3$$

$$\text{Linéaire de } \phi 16 : 2\pi R_m * 2 = 48.356 \text{ m}$$

$$\text{Linéaire de } \phi 8 : 2\pi R_m * 4 = 96.712 \text{ m}$$

$$\text{Linéaire d'armatures transversales } \phi 6 : 2(0.16+0.44) * 2\pi R_m / 0.18 = 156 \text{ m}$$

## ● Cuve tronconique

Diamètre supérieur : 7.5 m    Diamètre inférieur : 4.5 m

Hauteur : 1.5m  $\longrightarrow$  longueur = 2.12 m

Épaisseur : 15cm

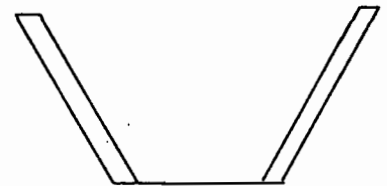
$$\text{Volume de béton} : 2\pi(3.85+2.35)/2 * 2.12 * 0.15 = 6.19 \text{ m}^3$$

Armatures de cerces :  $6\phi 14$  par mètre linéaire

Armatures de répartition :  $6\phi 10$  par mètre linéaire

$$\text{Linéaire de } \phi 16 : 2\pi R_{\text{moy}} * 6 * 2.12 = 247.7 \text{ m}$$

$$\text{Linéaire de } \phi 10 : 2\pi R_{\text{moy}} * 6 * (2.12 + 0.15) = 265.15 \text{ m}$$



## ● Cheminée

Largeur : 1 m

Épaisseur : 10 cm

Hauteur : 5.25 m

$$\text{Volume} : \pi(0.6^2 - 0.5^2) * 5.25 = 1.81 \text{ m}^3$$

Armatures de cerces :  $10\phi 8$  par mètre linéaire

Armatures de répartition :  $6\phi 10$  par mètre linéaire

Linéaire de T8 :  $2\pi \cdot 0.55 \cdot 10 \cdot 5.25 = 181.335 \text{ m}$

Linéaire de T10 :  $2\pi \cdot 0.50 \cdot 6 \cdot 5.25 = 99 \text{ m}$

## • Coupole inférieure

Epaisseur : 15 cm

Surface coupole :  $2\pi R_s F_0 = 13.27 \text{ m}^2$

Volume béton =  $13.27 \cdot 0.15 = 1.99 \text{ m}^3$

Armatures de cerces :  $6\phi 8$  par mètre linéaire

Armatures méridiennes :  $6\phi 10$  par mètre linéaire

Linéaire de cerces :  $(2\pi R_m \cdot 6) \cdot 4.18/2 = 2\pi \cdot (1.95/2) \cdot 6 \cdot 2.09 = 76.8 \text{ m}$

Linéaire de méridiennes :  $4.18 \cdot 2\pi \cdot 1.95 \cdot 6/2 = 153.56 \text{ m}$

## • Ceinture inférieure

Section :  $40 \cdot 60 \text{ cm}$

Diamètre intérieur : 4.5 cm

Volume béton :  $2\pi R_m \cdot 0.4 \cdot 0.6 = 2\pi \cdot 2.45 \cdot 0.4 \cdot 0.6 = 3.69 \text{ m}^3$

Armatures longitudinales :  $12\phi 12$

Armatures transversales :  $\phi 8$  tous les 15 cm

Linéaire  $\phi 12$  :  $12(2\pi \cdot 2.45) = 1894.7 \text{ m}$

Linéaire  $\phi 8$  :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Linéaire cadres} \left\{ \begin{array}{l} 2(0.34+0.54) \cdot 2\pi \cdot 2.45/0.15 = 100.53 \text{ m} \\ \text{Linéaire étriers} \left\{ \begin{array}{l} (2\pi \cdot 2.45/0.15) \cdot 2 \cdot 0.54 = 110.78 \text{ m} \end{array} \right. \\ \hline \end{array} \right. = 211.31 \text{ m}$

## ● Poteaux

Section : 50\*50 cm

Hauteur totale des poteaux : 24.5 m

Volume béton :  $24.5 * 0.5 * 0.5 = 6.125 \text{ m}^3$

Armatures 1<sup>er</sup> pilier : 8 $\phi$ 12

Armatures 2<sup>ème</sup> pilier : 8 $\phi$ 12

Armatures 3<sup>ème</sup> pilier : 8 $\phi$ 12

Armatures 4<sup>ème</sup> pilier : 8 $\phi$ 12

Linéaire total de  $\phi$ 12 :  $8 * 24.5 = 196 \text{ m}$

Armatures transversales :  $\phi$ 6 pour cadres et étriers tous les 15 cm

Linéaire de  $\phi$ 6 :  $4 (1.88 * 24.5 / 0.15 + 2 * 0.48 * 24.5 / 0.15) = 1855 \text{ m}$

## ● Semelles

Section : 3.5m\*3.5m\*1m

Volume béton :  $3.5 * 3.5 * 0.5 + 2 * 2 * 0.5 = 8.125 \text{ m}^3$

Armatures : 24  $\phi$ 12 ; espacement de 16 cm ; pour chaque côté

Linéaire total de  $\phi$ 12 :  $4 [ 2(24 * 3.5) ] = 672 \text{ m}$

## BACHE

### ● Radier

Dimensions : 6m\*6m\*30cm

Volume de béton :  $6 * 6 * 0.3 = 10.8 \text{ m}^3$

Armatures de travée : linéaire de  $\phi$ 16 :  $(6 * 5 / 0.125) * 2 = 576 \text{ m}$

Armatures aux appuis :

Linéaire de  $\phi$ 25 :  $(9 * 6 * 2) * 2 = 216 \text{ m}$

Linéaire de  $\phi$ 32 :  $(5 * 6 * 2) * 2 = 120 \text{ m}$

Linéaire de  $\phi$ 14 :  $(7 * 6 * 2) * 2 = 168 \text{ m}$



## • Parois longitudinales

2 parois de dimensions :  $5\text{m} \times 6\text{m} \times 30\text{cm}$   
 Volume de béton :  $2 \times 5 \times 6 \times 0.3 = 18$   
 Armatures :  $8 \phi 32$  par mètre linéaire  
 Linéaire total de  $\phi 32$  :  $2 (8 \times 5 \times 6) = 480 \text{ m}$

## • Parois transversales

2 parois de dimensions :  $5\text{m} \times 6\text{m} \times 30\text{cm}$   
 Volume béton :  $2(5 \times 6 \times 0.3) = 18 \text{ m}^3$   
 Linéaire de  $\phi 8$  :  $2 [3 (8+9)] = 102\text{m}$   
 Linéaire de  $\phi 10$  :  $2 (3 \times 12 + 3 \times 16 + 3 \times 20) = 288 \text{ m}$   
 Linéaire de  $\phi 12$  :  $2 \times 4.75 \times 8 = 76 \text{ m}$   
 Linéaire de  $\phi 14$  :  $2 \times 4.75 \times 6 = 57 \text{ m}$   
 Linéaire de  $\phi 20$  :  $2 \times 4.75 (7+12+16) = 332.5 \text{ m}$   
 Linéaire de  $\phi 25$  :  $2 \times 4.75 \times 14 = 133 \text{ m}$

## • Dalle

6 panneaux rectangulaires de  $1\text{m} \times 6\text{m} \times 20\text{cm}$   
 Volume de béton :  $6 (6 \times 1 \times 0.2) = 7.2 \text{ m}^3$   
 Armatures par panneau :  $11 \phi 14$  ;  $e = 10\text{cm}$   
 Linéaire total de  $\phi 14$  :  $11 \times 6 \times 6 = 396 \text{ m}$

## • Enduit

Epaisseur :  $2 \text{ cm}$   
 Coupole supérieure :  $46.1 \times 0.02 = 0.922 \text{ m}^3$   
 Ceinture supérieure + cuve cylindrique :  $2\pi (3.95)(0.02)(3.5+0.4) = 1.93 \text{ m}^3$   
 Cuve tronconique :  $2\pi [(3.85+2.35)/2] \times 0.02 \times 2.12 = 0.825 \text{ m}^3$   
 Ceinture moyenne :  $2\pi (3.95)(0.6)(0.02) = 0.3 \text{ m}^3$   
 Coupole inférieure :  $13.27 \times 0.02 = 0.265 \text{ m}^3$

$$\text{Ceinture inférieure : } 2\pi(2.45)(0.7)(0.02) = 0.215 \text{ m}^3$$

$$\text{Poteaux : } 4 ( 24.5*2*0.02 ) = 3.92 \text{ m}^3$$

$$\text{Radier : } 6*6*0.02 = 0.72 \text{ m}^3$$

$$\text{Parois longitudinales et transversales : } 4 (5*6*0.02) = 2.4 \text{ m}^3$$

$$\text{Dalle : } 6*6*0.02 = 0.72 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total d'enduit : } 12.21 \text{ m}^3$$

### DOSAGE OPTIMAL DE BETON RETENU POUR 1 M<sup>3</sup> DE BETON

Pour la détermination de la composition en divers éléments, se référer à l'annexe C

$$\text{Eau : } 0.198 \text{ m}^3$$

$$\text{Ciment : } 0.133 \text{ m}^3 \text{ soit } 0.133*3100 = 350 \text{ kg}$$

$$\text{Gros granulat : } 0.45 \text{ m}^3$$

$$\text{Granulat fin : } 0.235 \text{ m}^3$$

Le volume total de béton est de  $84.71 \text{ m}^3$

$$\text{Masse totale de ciment : } 84.71*350 = 29648.5 \text{ kg}$$

$$\text{Volume total de gros granulat : } 84.71*0.45 = 38.12 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume total de granulat fin : } 84.71*0.235 = 19.9 \text{ m}^3$$

Le récapitulatif quantitatif est fourni tableau ci-dessous

**Tableau 5.1- RECAPITULATIF QUANTITATIF EN MATERIAUX DE LA SUPERSTRUCTURE**

N°	DESIGNATION	VOLUME MORTIER (m³)	VOLUME BETON (m³)	FERRAILLAGE ( m )									
				HA6	HA	HA10	HA12	HA14	HA16	HA20	HA25	HA32	
1	Coupole supérieure		0,461		817,05								
2	Ceinture supérieure		1,451	102	96,712		48,356						
3	Cuve cylindrique		12,7		677		592,36						
4	Ceinture moyenne		2,4178	156			96,712		48,356				
5	Cuve tronconique		6,19			265,15		247,7					
6	Cheminée		1,81		181,335	99							
7	Coupole inférieure		1,99		76,8	153,56							
8	Ceinture inférieure		3,69		211,31		184,7						
9	Enduit	12,21											
10	Dalle de la bâche		7,2					132					
11	Parois longitudinales		18										480
12	Parois transversales		18		102	288	76	57		332,5	133		
13	Radier		10,8					168	576		216	120	
<b>Quantitatif total</b>		<b>12,21</b>	<b>84,7098</b>	<b>258</b>	<b>2162,21</b>	<b>805,71</b>	<b>998,128</b>	<b>604,7</b>	<b>624,356</b>	<b>332,5</b>	<b>349</b>	<b>600</b>	
				<b>56.7 kg</b>	<b>843 kg</b>	<b>500 kg</b>	<b>888.2 kg</b>	<b>726 kg</b>	<b>985 kg</b>	<b>818 kg</b>	<b>1344 kg</b>	<b>3786 kg</b>	

Nuace d'acier	HA 6	HA 8	HA 10	HA 12	HA 14	HA 16	HA 20	HA 25	HA 32
Poids linéaire ( kg/m )	0,22	0,39	0,62	0,89	1,2	1,578	2,46	3,85	6,31

## 5.2- DEVIS ESTIMATIF

Le tableau 5.2 ci- dessous fournit le détail estimatif du projet. Le coût de l'ouvrage s'élève à 12.244.499 FCFA.

N°	DESIGNATION	QUANTITE DE MATERIAUX	PRIX UNITAIRE (FCFA)	PRIX TOTAL (FCFA)
1	Ciment	29.649 tonnes de ciment	55000	1630695
2	Gravier	5 camions de 8 m <sup>3</sup>	60000	300000
3	Sable	3 camions de 8 m <sup>3</sup>	12500	37500
4	Acier T6	56.7 kg	270	15309
5	T8	843 kg	270	227610
6	T10	500 kg	270	135000
7	T12	888 kg	330	293040
8	T14	726 kg	330	239580
9	T16	985 kg	330	325050
10	T20	818 kg	330	269940
11	T25	1344 kg	330	443520
12	T32	3786 kg	330	1249380
13	Conduites PVC 75 mm	50 m	5725	286250
15	Conduites fonte 75 mm	225 m	16225	3650625
17	Pompe	2 unités	1750000	3500000
18	Pompe doseuse	1 unité	239000	239000
19	Groupe électrogène	1 unité	1062000	1062000
20	Capteurs	3 unités	30000	90000
				<b>TOTAL :13 994 499</b>

**Tableau 5.2 : Devis estimatif du projet**

Coût des ouvrages : 13.994.499 FCFA

Compte tenu des incertitudes et imprévus, il faudra prévoir une marge de 10%, soit 1.399.450 FCFA.

Aussi, pour tenir compte de la main- d'œuvre, on fait une rallonge de 25%, ou 3.498.624 FCFA.

Le coût total de l'ouvrage s'élève donc à :

**18.529.499 FCFA**

# **CONCLUSION ET**

# **RECOMMANDATIONS**

Au terme de ce projet, on peut retenir que la mise en place de réservoirs alimentés par le réseau de la SDE a été la solution adoptée.

L'idée première d'exploiter la nappe souterraine a été abandonnée à la suite d'une étude hydrogéologique montrant les faibles capacités des ressources souterraines. La zone de l'Université coïncide avec la phase terminale de la nappe infrabasaltique couvrant une bonne partie de la tête de la Presqu'île de Dakar. L'épaisseur des réserves aquifères pose donc un problème à ce niveau. A ceci, il s'ajoute des paramètres hydrochimiques ne respectant pas les normes établies de sécurité (valeurs de la conductivité, du résidu sec...). Ces paramètres ont été à l'origine du choix des réservoirs alimentés par la SDE. Cependant, il faut noter que des études sérieuses n'ont pas été menées sur le site pour déterminer la configuration, la structure de l'aquifère, l'état des formations basaltiques ainsi que les paramètres hydrodynamiques nécessaires à l'évaluation de la productivité de la nappe. Aussi, recommandons nous vivement aux autorités de l'Université de faire exécuter des sondages dans la zone. Il est aussi recommandé à la communauté scientifique de l'Université de s'imprégner, fusse-t-il de manière pédagogique, à des études géologiques sous le site de l'UCAD.

Pour satisfaire les besoins d'autonomie en eau, nous avons donc préconisé, après une étude détaillée des besoins, la mise en place de réservoirs dotés d'une autonomie de deux jours. Ceci s'avère d'une grande importance au vu de la destinée des bâtiments de l'UCAD 2.

Aussi, espérons nous une utilisation efficiente des résultats de cette étude tant du point de vue réalisation des ouvrages hydrauliques préconisés que du point de vue étude hydrogéologique, étude qui pourra servir de base à des travaux plus approfondis sur le site.

Aux autorités de l'Université, nous suggérons d'exploiter les énormes potentialités en ressources humaines pour mener à terme des projets porteurs de développement au sein du campus voire même des prestations hors du cadre de l'UCAD.

**ANNEXE A**

## Piézométrie et salinité de la nappe

REG	DESIGNATION	EMPLACEMENT	T.O	LONG	LAT	AQ	Altitude	NS	Côtes piéz.	Résidu Sec
Dk	BAD 6 (H) double	Autoroute en face Cité Belle Vue	Pz	17° 26' 27"	14° 44' 04"	INF	9,72	10,57	-0,85	908
Dk	PIB 1	Parc de Hann	Pz	17° 26' 04"	14° 43' 33"	INF	3,47	1,96	1,51	2280
Dk	Puits km 5	Porte de l'ambassade du ZIMBABWE	Pt	17° 28' 06"	14° 41' 52"	INF	17,73	15,62	2,11	937
Dk	P1-1	Derrière SOTRAC route de Ouakam	Pz	17° 28' 30"	14° 42' 36"	INF	34	36,25	-2,25	538
Dk	PIB 2 (SONEES)	Rte allant au GAS (Ouakam); à droite	Pz	17° 29' 15"	14° 43' 48"	INF	27,33	27,49	-0,16	499
Dk	BAD 2 (H)	(Tubage et couvercle rouillés)	Pz	17° 30' 30"	14° 43' 59"	INF	13,12	12,52	0,6	1776
Dk	BAD 3 (H) double	(Couvercle détruit)	Pz	17° 29' 54"	14° 45' 03"	INF	9,86	9,03	0,83	
Dk	Bad 3 (B)	(Couvercle détruit)	Pz	17° 29' 54"	14° 45' 03"	INF		9		2454
Dk	PIB 3 (SONEES)	Terminus Sotrac Parcelles Assainies	Pz	17° 26' 21"	14° 45' 37"	INF	19,34	16,13	3,21	253
Dk	P 2-2	Derrière CDH de Cambérène	Pz	17° 25' 36"	14° 45' 11"	INF	7,51	5,94	1,57	1027
Dk	F. Pt N (Ancien)	Avant l'échangeur Grd Yoff (SONEES)	Pz	17° 27' 01"	14° 44' 30"	INF	13,9	14,18	-0,28	1566
Dk	F. Pt N (Nouveau)	Avant l'échangeur Grd Yoff (SONEES)	F	17° 27' 01"	14° 44' 30"	INF				
Dk	F. autoroute (Ancien)	Situé derrière Stade Amitié (SONEES)	Pz	17° 27' 03"	14° 44' 56"	INF	18,06	18,4	-0,34	363
Dk	F. autoroute (Nouveau)	A côté de l'ancien F. Autoroute (SONEES)	F	17° 27' 03"	14° 44' 56"	INF				
Dk	F. Pt M (Ancien)	Dans l'enceinte de la foire (SONEES)	Pz	17° 27' 49"	14° 44' 40"	INF	30,37	31,87	-1,5	
Dk	F. Pt M (Nouveau)	A côté de l'ancien F. Pt M (SONEES)	F	17° 27' 44"	14° 44' 42"	INF				263
Dk	F. Frt de T. (Ancien)	Gendarmerie Front de Terre (SONEES)	Pz	17° 27' 20"	14° 43' 41"	INF	15,75	22,12	-6,37	577
Dk	F. Frt de T. (Nouveau)	Près ancien F. Frt de Terre (SONEES)	F	17° 27' 20"	14° 43' 41"	INF				
Dk	F. fort A (Ancien)	Entre les deux voies de la VDN (SONEES)	Pz	17° 28' 18"	14° 43' 35"	INF	28,14	34,4	-6,26	382
Dk	F. fort A (Nouveau)	Entre les deux voies de la VDN (SONEES)	F	17° 28' 18"	14° 43' 35"	INF				
Dk	F. Camp P. (Ancien)	Cité Scat Urbam (SONEES)	Pz	17° 27' 42"	14° 44' 15"	INF	30,11	32,72	-2,61	343
Dk	F. Camp P. (Nouveau)	Cité Scat Urbam (SONEES)	F	17° 27' 42"	14° 44' 15"	INF				





**ANNEXE B**

SENEGALAISE DES EAUX

DT / SDTE Laboratoire

BULLETIN D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES DES EAUX

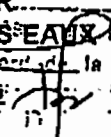
DIRECTION REGIONALE DE : DAKAR  
 ESCALE (S) DE : Forages de Dakar  
 NOM DU PRELEVEUR : H. SY

		ECHANTILLONS							DIRECTIVES OMS
		1	2	3	4	5	6	7	
		Forage	Forage	Forage	Forage	Forage	Forage		
Nature de l'échantillon		Fort A	T. Sud	T. Nord	Point M	C. Pénal	F. Terre		
Lieu de prélèvement									
Date de prélèvement		06 04 00	06 04 00	06 04 00	06 04 00	06 04 00	06 04 00		
Date d'arrivée au Labo		06 04 00	06 04 00	06 04 00	06 04 00	06 04 00	06 04 00		
Début des analyses		07 04 00	07 04 00	07 04 00	07 04 00	07 04 00	07 04 00		
Fin des analyses		12 04 00	12 04 00	12 04 00	12 04 00	12 04 00	12 04 00		
Paramètres Physiques	T° °C								
	Cond µs/cm	576	784	738	435	524	846		
	PH	7,16	6,76	7,26	6,71	6,55	6,24		
	Turb NTU	0,52	0,16	0,15	0,74	0,16	0,01		
Ions Majeurs	TH °F	26	28	28	18	22	37		
	TH Ca °F	14	14	14	8	13	20		
	TH Mg °F	12	14	14	10	9	17		
	TA °F	0	0	0	0	0	0		
	TAC °F	22	20	20	10	14	13		
	Cl- °F	15	25	23	14	20	28		
	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg/l	268,4	244	244	122	170,8	158,6		
	CO <sub>3</sub> <sup>2-</sup> mg/l	0	0	0	0	0	0		
	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l	0,02	0	0	0	0,12	0,17		
	Na <sup>+</sup> mg/l								
K <sup>+</sup> mg/l									
Indices de Pollutions	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	0,1	0,15	0,15	0,2	0,15	0,15		
	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg/l	10	23,7	19	4,7	7,2	177		
	NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> mg/l	0	0	0	0,8	0	0,1		
	PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> mg/l	3,8	1,37	0,54	0,51	0,59	0,77		
	M.Org. mg/l	0,5	0,3	0,2	0,7	0,8	1,2		
Eléments Indésirables	Fe <sup>2+</sup> mg/l	0,06	0,2	0	0	0,5	0,01		
	Mn <sup>2+</sup> mg/l	0	0	0	0	0	0		
	F mg/l	0	0,01	0,07	0,11	0,05	0,1		
	AL <sup>3+</sup> mg/l								
	SiO <sub>2</sub> mg/l	8	8	8	6	10	10		
	Res.sec100*	412	560	528	311	374	605		

\* Pas de valeurs indicatives pour l'OMS (Paramètres de confort pour le consommateur ou sans incidence sur le plan sanitaire)

OBSERVATIONS: Eau moyennement minéralisée partout.  
 Présence de nitrates au forage du front de Terre.

LE CHIMISTE  
  
 AMINATA FALL MBAYE

LE SOUS DIRECTEUR  
 DU TRAITEMENT DES EAUX EAUX S.A.  
 40, Boulevard de la République  
 Fatoumata BA NIANG  


Ampliatoires : DCE/SONES - DEX - DT - CIT LABO

SENEGALAISE DES EAUX

DT  
SDTE

Date dernière version corrigée : le 17/05/01

Suivi piézométrique

Mois de : JUILLET

2000

Zone	Piézomètres	Altitude de la margelle m	Profondeur de l'eau sous la margelle m	Altitude du plan d'eau m	Température °C	Conductivité µS/cm	pH	TAC °F	Cl - °F	Fer mg/l	Observations
	P 2 - I			0							tube cassé
	P 2 - II	7,51	6,24	-1,27		472	8,6	6	20	0,2	
	P 2 - III	16,1	14,15	-1,95		450	9,2	4	20	0,25	
	P 2 - IV	6,82	5,68	-1,14		702	9,13	16	27	0,2	
	P 2 - VI	7,52	6,6	-0,92		278	8,52	8	10	0,2	
	P 2 H	13,12	12,43	-0,69		19,36	7,43	42	77	0,25	
	P 3 B	9,863	8,82	-1,043		3500	7,56	44	155	0,1	
	P 3 H	9,898	8,9	-0,998		3530	7,54	46	157	0,1	
	P 4 B	13,934		-13,934							Bouché
	P 4 H	14,105		-14,105							Bouché
	P 5 H	7,946		-7,946							Bouché
	X Km 5 i	13,95	16	2,05		1307	7,48	36	48	0,25	
	P I B 1	2,57	2,1	-0,47		3420	7,46	16	168	1,5	
	P I B 2	26,433	27,21	0,777		647	7,25	22	18	0,1	
	P I B 3	18,438	16,45	-1,988		352	7,58	4	12	0,1	
	PSQ 1	6,952	3,23	-3,722		320	7,42	10	10	1	

Fax reçu de : Z21393705

30/05/01 04:30 Pg : 3

SENEGALAISE DES EAUX

DT  
SDTE

## Suivi piézométrique

Mois de : AOUT

2000

Zone	Piezomètres	Altitude de la margelle m	Profondeur de l'eau sous la margelle m	Altitude du plan d'eau m	Température °C	Conductivité µS/cm	pH	TAC °F	Cl- °F	Fer mg/l	Observations
NAPPE DES SABLES QUATERNAIRES	P 2- I			.0							TUBE CASSÉ
	P 2- II	7,51	6,33	-1,38		470	8,6	5	22	0,4	
	P 2- III	16,1	15,03	-1,07		453	8,6	3	20	0,2	
	P 2- IV	6,82	5,55	-1,27		705	8,8	14	25	0,3	
	P 2- VI	7,52	6,53	-0,99		270	8,6	6	10	0,3	
	PIB 1	2,57	1,65	-0,92		3440	7	14	172	1,5	
	PIB 2	26,433	27,13	0,697		706	7,2	18	17	0,2	
	PIB 3	18,438	16,33	-2,108		395	7,4	4	12	0,3	
	PSQ 1	6,952	3,04	-3,912		412	7,4	9	12	1,5	
	P 2 H	13,12	12,58	-0,54		1935	7,4	36	132	<0,06	
	P 3 B	9,863	8,94	-0,923		3500	7,4	34	135	0,5	
NAPPE INFRABASALTIQUE	P 3 H	9,898	8,94	-0,958		3540	7,4	40	147	0,5	
	P 4 B	13,934		-13,934							bouché
	P 4 H	14,105		-14,105							bouché
	P 5 H	7,946		-7,946							bouché
	* Km 5	13,95	15,91	-1,96		1308	7,4	30	45	<0,06	

## SENEGALAISE DES EAUX

DT  
SDTE

## Suivi piézométrique

Mois de : Septembre 2000

Zone	Piézomètres	Altitude de la margelle m	Profondeur de l'eau sous la margelle	Altitude du plan d'eau m	Température °C	Conductivité µS/cm	pH	TAC °F	Cl- °F	Fer mg/l	Observations
NAPPE DES SABLES QUATERNAIRES	P2 - I										tube cassé
	P2 - II	7,51	5,92	1,59	30,2	508	10,01	4	25	0,2	
	P2 - III	16,1	14,88	1,22	30,2	480	7,96	4	20	<0.06	
	P2 - IV	6,82	5,22	1,6	30,3	729	9,65	12	30	0,2	
	P2 - VI	7,52	6,23	1,29	31,2	277	8,98	6	12	0,4	
	PIB 1	2,57	1,67	0,9	29	3510	7,95	16	188	4	
	PIB 2	26,433	26,84	-0,407	30,2	682	7,47	18	15	0,2	
	PIB 3	18,438	16,04	2,398	30,7	360	7,98	4	15	1	
	PSQ 1	6,952	2,97	3,982	30,3	408	7,58	10	15	1,5	
NAPPE INFRABASALTIQUE	P2 H	13,12	12,21	0,91	30,7	1350	8,4	36	135	<0.06	
	P3 B	9,863	8,6	1,263	30,2	3430	7,9	38	188	0,4	
	P3 H	9,898	8,6	1,298	29,7		8,64	40	152	0,5	
X	P4 B	13,934									bouché
	P4 H	14,105									bouché
	P5 H	7,946									bouché
	Km 5	13,95	15,85	-1,9	29,7	1270	8,4	32	42	0,5	

## SENEGALAISE DES EAUX

DT  
SDTE

## Suivi piézométrique

Mois de : octobre

2000

Zone	Piézomètres	Altitude de la margelle m	Profondeur de l'eau sous la margelle m	Altitude du plan d'eau m	Température °C	Conductivité µS/cm	pH	TAC °F	Cl- °F	Fer mg/l	Observations
MAPPE DES SABLES QUATERNAIRES	P2-I										TUBE CASSÉ
	P2-II	7,51	5,89	1,62	30,2	570	8,4	6	20	0,06	
	P2-III	16,1	14,89	1,21	30,2	491	8	4	20	0,06	
	P2-IV	6,82									
	P2-VI	7,52	6,13	1,39	30,8	258	8,6	6	12	0,25	
	P1 B 1	2,57	1,69	0,88	28,4	3600	7	16	176	3	
	P1 B 2	26,433	26,92	-0,487	29,2	662	6,1	18	18	0,06	
	P1 B 3	18,438	16,03	2,408	30,6	401	7,4	4	15	0,2	
PSQ 1	6,952	3	3,952	30,6	390	6	10	13	0,6		
MAPPE INFRABASALTIQUE	P 2 H	13,12	12,49	0,63	29,9	3430	7	36	140	0,25	
	P 3 B	9,863	8,88	0,983	29,2	3770	7,4	42	145	0,4	
	P 3 H	8,898	8,66	1,238	29,1	1899	7,4	36	62	2	
	P 4 B	13,934									bouché
	P 4 H	14,105									bouché
X Km 5	7,946										bouché
	Km 5	13,95	15,87	-1,92	28,7	1448	7	32	45	0,2	

## SENEGALAISE DES EAUX

DT  
SDTE

## Suivi piézométrique

Mois de : Novembre

2000

Zone	Piézomètres	Altitude de la margelle m	Profondeur de l'eau sous la margelle m	Altitude du plan d'eau m	Température °C	Conductivité µS/cm	pH	TAC °F	Cl- °F	Fer mg/l	No <sub>3</sub> mg/l	Observations
NAFPE DES SABLES QUATERNAIRES	P2- I											Tube cassé
	P2- II	7,51	5,51	2	30,8	530	8,85	6	30	0,2	5,51	
	P2- III	16,1	14,76	1,34	30,6	496	8,93	4	10	<0.06	14,73	
	P2- IV	6,82										bouché
	P2-VI	7,52	5,87	1,65	30,9	266	9,02	6	10	0,2	5,87	
	P I B 1	2,57	1,57	1	29,2	3980	7,22	18	170	2	1,57	
	P I B 2	26,433	26,69	-0,257	30,2	649	6,88	18	20	0,2	26,69	
	P I B 3	18,438	15,74	2,698	30,9	414	7,45	5	15	0,5	15,74	
	PSQ 1	6,952	2,84	4,112	30,7	430	6,69	10	15	0,4	2,84	
NAFPE INFRA BASALTIQUE	P 2 H	13,12	12,22	0,9	30,6	3500	7,23	38	125	0,1	12,22	
	P 3 B	9,863	8,46	1,403	30,9	3870	7,36	40	145	0,5	8,46	
	P 3 H	9,898	8,45	1,448	30,9	1680	7,83	39	35	0,4	8,45	
	P 4 B	13,934										bouché
	P 4 H	14,105										bouché
	P 5 H	7,946										bouché
X Km 5	13,95	15,6	-1,65	29	1560	7,35	32	45	0,2	15,76		

## SENEGALAISE DES EAUX

DT  
SDTE

## Suivi piézométrique

Mois de : Decembre

2000

Zone	Piezomètres	Altitude de la margelle m	Profondeur de l'eau sous la margelle m	Altitude du plan d'eau m	Température °C	Conductivité µS/cm	pH	TAC °F	Cl - °F	Fer mg/l	Observations
NAPPE DES SABLES QUATERNAIRES	P2- I										Tube cassé
	P2- II	7,51	5,45	2,06	27	550	8,6	6	24	0,2	
	P2- III	16,1	14,78	1,32	27	480	8,6	4	20	0,2	
	P2- IV	6,82		6,82							bouché
	P2- VI	7,52	5,85	1,67	26	260	8,6	8	9	0,4	
	P I B 1	2,57	1,66	0,91	26	3970	7,1	20	170	3	
	P I B 2	26,433	26,47	-0,037	29	660	6	18	15	0,4	
	P I B 3	18,438	15,76	2,678	29	380	8	4	12	0,8	
NAPPE INFRASABLIQUE	PSQ 1	6,952	2,89	4,062	26	410	7,1	7	13	0,8	
	P 2 H	13,12	12,33	0,79	29	3300	7,4	42	110	0,2	
	P 3 B	9,863	8,55	1,313	27	4170	7	44	160	0,2	
	P 3 H	9,898	8,55	1,348	27	3620	7,1	42	130	0,4	
	P 4 B	13,934		13,934							bouché
	P 4 H	14,105		14,105							bouché
	P 5 H	7,946		7,946							bouché
Km 5	13,95	15,25	-1,3	22	751	7,2	36	10	0,2		



BULLETIN D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES DES EAUX

DIRECTION REGIONALE DE : DAKAR

ESCALE (S) DE : Forages de Dakar

NOM DU PRELEVEUR : Hamady SY

		ECHANTILLONS							DIRECTIVES OMS
		1	2	3	4	5	6	7	
Nature de l'échantillon		Forage	Forage	Forage	Forage	Forage			
Lieu de prélèvement		C. Pénal	Fort A	Point M	Term Nord	Point N bis			
Date de prélèvement		26/12/00	26/12/00	26/12/00	26/12/00	26/12/00			
Date d'arrivée au Labo		26/12/00	26/12/00	26/12/00	26/12/00	26/12/00			
Début des analyses		26/12/00	26/12/00	26/12/00	26/12/00	26/12/00			
Fin des analyses		02/01/01	02/01/01	02/01/01	02/01/01	02/01/01			
Paramètres Physiques	T° °C								
	Cond µs/cm	536	573	421	727	2330			
	PH	6,38	6,63	6,44	6,43	5,75			
	Turb NTU	0,39	0,28	0,91	0,35	0,23			
Ions Majeurs	TH °F	22	20	16	28	66			
	TH Ca °F	18	18	14	20	42			
	TH Mg °F	4	2	2	8	22			
	TA °F	0	0	0	0	0			
	TAC °F	16	15	13	20	10			
	Cl- °F	16	14	11	18	102			352
	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg/l	195,2	183	158,6	244	122			
	CO <sub>3</sub> <sup>2-</sup> mg/l	0	0	0	0	0			
	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l	0	0,01	0,05	0,05	0,17			
	Na <sup>+</sup> mg/l								200 mg/l
Indices de Pollutions	K <sup>+</sup> mg/l								
	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	0	0	0	0	0			15 mg/l
	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg/l	20	12	16,5	17,5	170			50 mg/l
	NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> mg/l	0,4	0	0	0	0,35			3 mg/l
	PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup> mg/l	0,29	2,5	0,53	0,47	0,45			
Eléments Indésirables	M.Org. mg/l	1,2	1,4	1,1	0,8	2,9			
	Fe <sup>2+</sup> mg/l	0,06	0	0,25	0,02	0			0,3 mg/l
	Mn <sup>2+</sup> mg/l	0	0	0	0	0			0,5 mg/l
	F <sup>-</sup> mg/l	0,49	4,1	0,32	0,57	0,1			1,5 mg/l
	AL <sup>3+</sup> mg/l								0,2 mg/l
	SiO <sub>2</sub> mg/l	8	8	8	10	10			
Res.sec100°	398	410	301	520	1766				

\* Pas de valeurs indicatives pour l'OMS (Paramètres de confort pour le consommateur ou sans incidence sur le plan sanitaire)

OBSERVATIONS:

Eau fortement minéralisée au Point N Bis, assez minéralisée au Terme Nord et moyennement minéralisée pour les autres Points.  
Présence de nitrates et de chlorure au Point N Bis.

LE CHIMISTE

LE SOUS DIRECTEUR  
DU TRAITEMENT DES EAUX

Aminata FALL MBAYE

Fatoumata BA NIANG

SENEGALISE DES EAUX  
DT  
SDE

Suivi piézométrique

Mois de : Février 2001

Zone	Piezomètres	Altitude de la margelle m	Profondeur de l'eau sous la margelle m	Altitude du plan d'eau m	Température °C	Conductivité µS/cm	pH	TAC °F	Cl- °F	Fer mg/l	NO3- mg/l	Observations
NAPPE DES SABLES QUATERNAIRES	P2-I											
	P2-II	7,51	5,36	2,15	27	468	9,34	6	22	0,1		
	P2-III	16,1	14,91	1,19	29	433	9,42	4	20	0,4		
	P2-IV	6,82		6,82								
	P2-VI	7,52	5,84	1,68	29	241	8,34	6	10	0,2		
	PIB 1	2,57	1,79	0,78	29	3870	7,53	16	175	4		
	PIB 2	26,433	26,46	-0,027	27	599	7,22	18	15	0,1		
	PIB 3	18,439	15,91	2,528	30	405	7,52	4	14	0,2		
PSQ 1	6,952	3,1	3,852	31	362	6,7	6	15	2,5			
NAPPE INFILTRATIVE	P2H	13,12		13,12	28	1593	7,62	40	57	0,1		
	P3B	8,863	8,59	1,273	29	3840	7,67	42	165	0,2		
	P3H	8,898	8,6	1,298	30	3260	7,61	43	135	0,4		
	P4B	13,934		13,934								
	P4H	14,105		14,105								
	P5H	7,946		7,946								
Km 5	13,95	15,8	-1,85	29	1113	7,88	36	37	0,1			

**BULLETIN D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES SOMMAIRES DES EAUX**

DIRECTION REGIONALE DE : DAKAR  
LIEU DE PRELEVEMENT : Forages de Dakar  
NOM DU PRELEVEUR : Hamady SY

TYPE N°1

		ECHANTILLONS							DIRECTIVES O.M.S.	Observations
		1	2	3	4	5	6	7		
Lieu de prélèvement		Fr't de Terre	Forage Fort A	Forage C. Pénal	Forage T. Nord					Eau moyennement minéralisée  Présence de nitrates aux forages du Front de Terre
Date de prélèvement		26 03 01	26 03 01	26 03 01	26 03 01					
Date et heure d'arrivée au Labo		26 03 01	26 03 01	26 03 01	26 03 01					
Début des analyses		29 03 01	29 03 01	29 03 01	29 03 01					
Fin des analyses		03 04 01	03 04 01	03 04 01	03 04 01					
Paramètres Physiques	T° °C									Eau trouble au forage de Camp Pénal.
	Cond µs/cm	962	601	550	722					
	PH	6,19	7,07	6,52	6,58					
Ions majeurs	Turb NTU	0,2	0,85	14,91	1,35					
	TA °F	0	0	0	0					
	TAC °F	14	20	16	22					
	Cl- °F	27	17	15	20					
Indice de Pollutions	TH °F	34	23	21	28					
	NH <sub>4</sub> mg/l	0,2	0,25	0,3	0,2				1,5 mg/l	
	NO <sub>3</sub> mg/l	160	10,5	5,3	12,6				60 mg/l	
	NO <sub>2</sub> mg/l	0,06	0,062	0,064	0,059				3 mg/l	
Eléments Indésirables	M. Org. mg/l	0,8	0,2	0,2	0,4					
	Fer mg/l	0	0	0	0				0,3 mg/l	
	Mn mg/l	0	0	0	0				0,6 mg/l	

\*Pas de valeurs indicatives pour l' O.M.S (Paramètres de confort pour le consommateur ou sans incidence sur le plan sanitaire)

LE CHIMISTE

Oumy TALL

AMPLIATAIRES :

DCE/SONES  
DEX - Production  
DT - Cit Labo

LE SOUS-DIRECTEUR  
DU TRAITEMENT DES EAUX

Fatoumata BA-NIANG

SENEGALAISE DES EAUX  
DT  
SDIE

## Suivi piézométrique

Mois de : AVRIL 2001

Zone	Piézomètres	Altitude de la margelle m	Profondeur de l'eau sous la margelle m	Altitude du p'an d'eau m	Température °C	Conductivité µS/cm	pH	TAC °F	Cl- °F	Fer mg/l	NO3- mg/l	Observations
MAPPE DES SABLES QUATERNAIRES	P2-I											
	P2-II	7,51	5,41	2,1		458	8,72	4	22	2,29		
	P2-III	16,1	15	1,1		435	8,75	2	20	0,41		
	P2-VI	6,82		6,82								
	P2-VI	7,52	5,95	1,57		245	7,37	6	10	0,18		
	P1B1	2,57	1,7	0,87		3790	7,26	18	178	0,92		
	P1B2	26,433	26,52	-0,087		723	6,88	18	17	0,02		
	P1B3	18,438	16	2,438		398	7,52	4	13	0,02		
MAPPE INFRABASALIQUE	PSQ1	6,952	3,23	3,722		346	6,2	4	13	0,51		
	P2H	13,12	12,45	0,67		1282	7,02	36	40	0,04		
	P3B	9,663	8,64	1,223		3820	7,48	40	157	0,04		
	P3H	9,898	8,67	1,228		3850	7,44	40	157	0,05		
	P4B	13,934		13,934								
	P4H	14,105		14,105								
	P5H	7,946		7,946								
Km 5	13,95	15,87	-1,92		1348	7,31	36	42	0,06			

**BULLETIN D'ANALYSES PHYSICO-CHIMIQUES SOMMAIRES DES EAUX**

DIRECTION REGIONALE DE : DAKAR  
 LIEU DE PRELEVEMENT : Forages de Dakar - Thiaroye  
 NOM DU PRELEVEUR : Hamady SY

TYPE N°1

		ECHANTILLONS						DIRECTIVES O.M.S	Observations
		1	2	3	4	5	6		
Lieu de prélèvement		Forage Fr Terre	Forage C.Pénal	Forage Pt M	Forage Fort A	Forage T. Nord		Eau très minéralisée au forage de Front de Terre, moyennement pour les autres points.	
Date de prélèvement		23 04 01	23 04 01	23 04 01	23 04 01	23 04 01			
Date et heure d'arrivée au Labo		23 04 01	23 04 01	23 04 01	23 04 01	23 04 01			
Début des analyses		24 04 01	24 04 01	24 04 01	24 04 01	24 04 01			
Fin des analyses		25 04 01	25 04 01	25 04 01	25 04 01	25 04 01			
Paramètres Physiques	T° °C								
	Cond µs/cm	1100	572	442	723	739			
	PH	6,04	6,72	6,33	6,37	6,39			
	Turb NTU	0,24	0,52	2,24	0,6	0,44			
Ions majeurs	TA °F	0	0	0	0	0			
	TAC °F	12	18	14	30	22			
	Cl- °F	30	18	15	32	22			
	TH °F	32	20	14	24	24			
Indices de Pollutions	NH <sub>4</sub> mg/l	0,25	0	0,25	0	0			
	NO <sub>2</sub> mg/l	0	0,037	0,003	0	0			
	M. Org. mg/l	0,2	0	0	0,2	0			
Eléments Indésirables	Fer mg/l	0	0,3	0	0,4	0			
	Mn mg/l	0,043	0,046	0,001	< 0,005	0,008			

\*Pas de valeurs indicatives pour l' O.M.S (Paramètres de confort pour le consommateur ou sans incidence sur le plan sanitaire)

LE CHIMISTE

*[Signature]*  
 Amata FACI MBAYE

AMPLIFICATEURS : DCE/SONES - DEX - Production - Clt Labo

LE SOUS-DIRECTEUR  
 DU TRAITEMENT DES EAUX

*[Signature]*  
 Fatoumata BA NIANG

**ANNEXE C**

**Détermination de la composition du béton**

Granulat 5/25  
 Epaisseur : 20 cm  
 Résistance nominale :  $\sigma'_{28} = 250$  bars  
 Affaissement désiré : 4 cm  
 Ciment utilisé de classe 325  
 Masse spécifique des grains de ciment : 3.1  
 Densité absolue du sable : 2.64  
 Densité absolue du gravier : 2.68

**a) Diamètre**

$D = 25$  mm

**b) Dosage en ciment**

$\sigma'_{28} = 1.15 \sigma'_n = 287.5$  bars = 28.75 MPa  
 $G = 0.5$   
 $\sigma'_c = 325$  bars  
 $\sigma'_{28} = G \sigma'_c (C/E - 0.5) \implies C/E = 1.17$

$C/E = 1.17$   
 $A = 4$  cm }  $\implies C = 350$  kg/m

**c) Dosage en eau**

$E = C * E/C = 1 * 350 / 1.77 = 197.7$  kg = 198 litres

**d) Dosage en granulats**

$D = 25$  mm }  
 $C = 350$  kg }  $\implies G/S = 1.7$

$G + S = 100\% \implies S = 100 / 2.7$

$G = 63\%$   
 $S = 37\%$

**e) Détermination des volumes absolus**

$D = 25$  mm }  
 Béton plastique }  $\implies \gamma = 0.825$   
 Vibration normale }

Volume des constituants solides :

Volume total absolu :  $1000\gamma = 825$  l  
 Volume total ciment :  $350 / 3.1 = 113$  l = 350kg  
 Volume absolu des granulats :  $825 - 113 = 712$  l  
 Volume absolu sable :  $712 * 33\% = 225$  l = 620.4kg  
 Volume absolu gravier :  $712 * 63\% = 449$  l = 1203.3kg

## BIBLIOGRAPHIE ET REFERENCES

- [1]- GAYE, Cheikh Bécaye. La nappe des sables infrabasaltiques de la tête de la Presqu'île du Cap-Vert, 1986.
- [2]- MARTIN, A. Les nappes de la Presqu'île du Cap-Vert, Dakar, BRGM, 1970, 51 pages.
- [3]- CASTANY, Gilbert. Principes et méthodes de l'hydrogéologie, Paris, 1<sup>ed</sup> éd., BORDAS, 1986, 237 pages.
- [4]- VALERIN, F. Mémento de l'exploitant de l'eau et de l'assainissement, Paris, 1986.
- [5]- RODIER, Jean. L'analyse de l'eau, tome 1, 5<sup>eme</sup> éd., Dunod, 1975.
- [6]- CHARON, Pierre. Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 83, 3<sup>eme</sup> éd., 1986, 453 p.
- [7]- GUERRIN, A., DANIEL, G. Traité de béton armé : ouvrages enterrés, Paris, tome 8, Dunod, 1969.
- [8]- KAFFO, Abdou Salam. Avant projet d'alimentation en eau potable de la ville de Khombole à l'horizon 2005, EPT, Juillet 1992.