Etude d'Avant-Projet Détaillé pour l'Approvisionnement en Eau Potable du quartier de Doumanzana et environs situé sur la rive gauche du fleuve Niger dans la ville de Bamako au Mali

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU

MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
OPTION : GENIE CIVIL HYDRAULIQUE

Assetou BERTHE

Travaux dirigés par :

Mr Bèga OUEDRAOGO
Enseignant à 2iE

Dr Adamah MESSAN
Enseignant à 2iE

Mr Bakary COULIBALY
Directeur de la Planification
et des Investissements à la SOMAPEP S.A

Jury d'évaluation du stage

Président :
Dr Angelbert Chabi BIAOU

Membres et correcteurs :
M. Moussa OUEDRAOGO
M. Moussa FAYE

Promotion [2015/2016]

DEDICACES

Ce travail est dédié à :

Mon défunt cher papa, Monsieur BERTHE Moustapha, qui a toujours cru en moi et a mis à ma disposition tous les moyens nécessaires pour que je réussisse dans mes études. Que la terre lui soit légère.

Ma chère mère, KEITA Hadjaratou, que je ne cesse de remercier pour tout ce qu'elle m'a donné et a fait de moi la femme que je suis aujourd'hui. Que Dieu la récompense pour tous ces bienfaits.

A mes frères et sœurs pour leurs soutiens et leurs encouragements tout au long du déroulement de mes études.

A mon cher époux pour les encouragements perpétuels, le soutien moral, la joie et la sécurité qu'il m'apporte.

A ma belle-famille pour leurs soutiens.

REMERCIEMENTS

Le plaisir que j'ai eu à effectuer cette étude provient en grande partie de toutes les personnes qui m'ont encadré et permis d'avancer pendant ce stage. Je tiens à leur exprimer mes sincères remerciements :

- Aux bailleurs de fonds BAD et DAAD pour m'avoir financé les études ;
- à mes encadreurs internes Mr Bèga OUEDRAOGO et Dr Adamah MESSAN ;
- au Directeur Général de SOMAPEP SA ;
- à mon maître de stage Monsieur Bakary COULIBALY ;
- au personnel de la SOMAPEP SA ;
- à la famille LEGA et COMPAORE pour le chaleureux accueil tout au long de mon séjour à Ouagadougou ;
- à mes merveilleux amis et tous ceux qui m'ont toujours apporté leur soutien et qui, d'une manière ou d'une autre ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

RESUME

Dans le cadre de l'amélioration de l'accès à l'eau potable dans la ville de Bamako, le projet « Kabala » a été initié. Le présent mémoire présente les études d'approvisionnement en eau potable sous financement de la Coopération Italienne menées au niveau du quartier de Doumanzana et environs sur la rive gauche du fleuve Niger. La population à desservir a été estimée à 531 513 habitants à l'horizon 2032 et leur besoin de pointe journalier en eau s'est élevé à 47 172 m^3 à raison de 80% en branchement particulier et le restant en borne fontaine.

L'étude est subdivisée en deux parties :

- une étude hydraulique qui concerne le dimensionnement du réseau de refoulement ;
- et une étude de génie civil portant sur le dimensionnement des ouvrages de stockage.

Le réseau de refoulement est composé d'une canalisation fonte DN 900 sur 9 500 m sortant de la station de pompage de Missira avec un débit de 0,66 m^3/s, elle dessert le réservoir semi enterré de 5 000 m^3 de Doumanzana. Ce réservoir alimente les zones d'habitation basse de la zone d'étude dont l'altitude varie entre 370 et 490 m. Les zones de hautes altitudes (500 à 520 m) seront alimentées à partir du réservoir cylindro tronconique de 2 000 m^3 de Doumanzana. Ce dernier est alimenté par une conduite fonte DN 500 sur 550 m provenant de la station de pompage du réservoir semi enterré de 5000 m^3 de Doumanzana.

Le coût du projet a été évalué à **3 302 304 352 FCFA** (Trois-Milliards trois-cent deux-millions trois-cent quatre-milles trois-cent cinquante-deux) FCFA.

Mots Clés:

Accès à l'eau potable
Réseau d'adduction
Réservoir,
Bamako
Desserte

ABSTRACT

As part of the improvement of access to drinking water in the city of Bamako, the project "Kabala" was initiated. This paper presents the studies of drinking water supply financed by the Italian Cooperation carried out at the level of the district of Doumanzana and surroundings on the left bank of the Niger river. The population to be served was estimated at 531,513 inhabitants by 2032 and their daily peak demand for water amounts to 47,172 m^3 at a rate of 80 % in particular branching and the remainder in fountain.

The study is subdivided into two parts:

- a hydraulic study which concerns the dimensioning of the discharge network;
- and a civil engineering study on the design of storage structures. The discharge network is composed of a DN 900 on 9 500 m cast iron pipeline exiting the Missira pumping station with a flow rate of 0.66 m^3/s, it serves the 5000 m^3 semi underground tank of Doumanzana. This reservoir feeds the low-lying areas of the study area whose mean altitude varies between 370 and 490 m. The zones of higher elevations (500 m) are fed from the Doumanzana's 2000m^3 raised truncated cylindrical tank. The latter is supplied with a DN 500 on 550 m cast iron pipe from the pumping station of Doumanzana's 5000m^3 semi underground tank.

The cost of the project was evaluated at **3 302 304 352 FCFA** (Three Billion Three Hundred and Two Million Three Hundred and Four Thousand Three Hundred Fifty-Two)

Key Words:

Access to driking water

Adduction network

Tank

Bamako

Feed

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS

AEP	Adduction en Eau Potable
SOMAPEP	Société Malienne de Patrimoine de l'Eau Potable
SOMAGEP	Société Malienne de Gestion de l'Eau Potable
CSCRP	Cadre Stratégique pour la Croissance et la Réduction de la Pauvreté
OMD	Objectifs du Millénaire pour le Développement
PTF	Partenaires Techniques et Financiers
TN	Terrain Naturel
RGPH	Recensement Générale de la Population et de l'Habitat
BP	Branchement Particulier
BF	Borne Fontaine
EDM	Energie Du Mali
DN	Diamètre Nominal
PN	Pression nominale
ELS	Etat Limite de Service
FTP	Fissuration Très Préjudiciable
HA	Haute Adhérence

TABLE DES MATIERES

DEDICACES I

REMERCIEMENTS II

RESUME III

ABSTRACT IV

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS V

TABLE DES MATIERES VI

LISTE DES TABLEAUX VII

LISTE DES FIGURES VIII

INTRODUCTION 1

I. GENERALITES 3

I.1. Présentation de la structure d'accueil 3

I.2. Contexte et objectifs du projet 5

I.3. Présentation générale du projet 5

I.3.1. Description du projet 5

I.3.2. Zone du projet 6

II. ETUDE HYDRAULIQUE 10

II.1. Estimation de la population à l'horizon du projet 10

II.2. Estimation des besoins en eau de la population 10

II.3. Dimensionnement des conduites de refoulement 11

II.3.1. Calcul du diamètre théorique des conduites de refoulement 11

II.3.2. Choix du matériau des conduites de refoulement et calcul des pertes de charge 14

II.3.3. Etude technico économique des conduites de refoulement 15

II.3.4. Technologie du réseau de refoulement 17

II.4. Dimensionnement et choix des pompes 22

II.5. Etude du phénomène de coup de bélier sur les conduites de refoulement 22

III. ETUDE DE LA STRUCTURE DES RESERVOIRS 25

III.1 Estimation du volume des ouvrages de stockages 26

III.2. Choix et dimensionnement des éléments du réservoir semi enterré 27

III.3. Choix et dimensionnement des éléments du réservoir surélevé 37

IV. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF 58

V. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS 66

VI. REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE 68

VII. ANNEXES 70

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: vitesse annuelle moyenne du vent dans le district de Bamako et ses environs.....8
Tableau 2: Quartiers concernés par le projet et leur population 10
Tableau 3: Détermination des besoins de pointe journaliers 10
Tableau 4: conduite N°1, Calcul des diamètres et vitesses théorique.....13
Tableau 5: conduite N°2, Calcul des diamètres et vitesses théoriques. 13
Tableau 6: conduite N°1, vitesses et pertes de charge des conduites entre 800 mm et 1200 mm ...14
Tableau 7: conduite N°2, Vitesses et pertes de charge des conduites entre 400 mm et 500 mm 15
Tableau 8: conduite N°1, Frais d'investissement des conduites entre 800 mm et 1200 mm.....15
Tableau 9: conduite N°1, Coût d'installation de la station de pompage 16
Tableau 10: conduite N°1, Frais d'exploitation des conduites entre 800 mm et 1200 mm.....16
Tableau 11: conduite N°1, Frais d'investissement total des conduites entre 800 et 1200 mm.....17
Tableau 12: Conduite N°2, d'investissement total des conduites entre 400 mm et 500 mm.....17
Tableau 13: Débit d'air des ventouses.....19
Tableau 14: Détermination du diamètre des conduites de vidanges.....20
Tableau 15: Nombre et choix des vannes, ventouses et vidanges 20
Tableau 16: Nombre de massif de buté, de chambres et regards de ventouses et de vidange.....20
Tableau 17: caractéristiques recherchées pour le choix des pompes.....22
Tableau 18: Caractéristiques des pompes choisies 22
Tableau 19:Détermination de la variation de charge dans les conduites 24
Tableau 20: Détermination du volume des réservoirs anti bélier dans les conduites. 24
Tableau 21: Détermination de la surpression dans les conduites.....24
Tableau 22: hypothèses de dimensionnement en béton armé 26
Tableau 23: Calculs des moments de flexion de la couverture du réservoir semi enterré:.....29
Tableau 24: Dispositifs pour le calcul des aciers de la couverture du réservoir sémi enterré 31
Tableau 25:Eléments de dimensionnement en flexion composée en section partiellement tendue du réservoir semi enterré.....33
Tableau 26:Moment et effort normal dû à la charge de l'eau dans les parois et sur appuis du réservoir semi enterré.....33
Tableau 27:Récapitulatif du ferraillage de la paroi du réservoir semi enterré.....34
Tableau 28: Dimensionnement des poteaux à l'intérieur du réservoir semi enterré 35
Tableau 29: Descente de charge sur le radier du réservoir semi enterré.....36
Tableau 30: Armatures du réservoir semi enterré.....36
Tableau 31: Paramètre de détermination des caractéristiques dimensionnelles du réservoir surélevé 37
Tableau 32 évaluation du poids propre du réservoir surélevé 53
Tableau 33: Calcul des moments stabilisants et renversant.....54
Tableau 34: Détermination de l contrainte admissible du sol au pied du réservoir surélevé.....56
Tableau 35: Armatures du réservoir surélevé 56
Tableau 36:Devis quantitatif et estimatif des conduites d'adduction.....58
Tableau 37: Devis quantitatif et estimatif du réservoir de 5000m^3.....61
Tableau 38: Devis quantitatif et estimatif du réservoir surélevé de 2000 m^3 64
Tableau 39: Critères de choix du matériau des conduites de refoulement.....71
Tableau 40: Conduite N°2, Frais d'investissement des conduites entre 400 mm et 500 mm.....71
Tableau 41: Conduite N°2, Coût d'installation de la station de pompage 71
Tableau 42:Conduite N°2, Frais d'exploitation des conduites entre 400 mm et 500 mm.....72
Tableau 43: Débits d'air fourni pour chaque ouvrage de protection ((Pont à Mousson) 72

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de fonctionnement de la SOMAPEP SA....4
Figure 2: Carte du Mali subdivisée en régions 7
Figure 3:Carte de Bamako subdivisée en commune....7
Figure 4: Carte de la commune I et environs subdivisée en quartier....8
Figure 5: Mode d'alimentation des réservoirs....12
Figure 6: Vue en plan des conduites de refoulement....21
Figure 7: Réservoir semi enterré....27
Figure 8 : Vue en plan de la dalle de couverture du réservoir semi enterré....28
Figure 9: Vue intérieure du réservoir semi enterré 28
Figure 10: Vue en plan d'un panneau de dalle 28
Figure 11: réservoir semi enterré subdivisé en tranche 32
Figure 12: vu intérieure du réservoir semi enterré....34
Figure 13:Vue général du réservoir surélevé 38
Figure 14:Coupole supérieure....38
Figure 15: organigramme de calcul de la coupole supérieure 39
Figure 16: ceinture supérieure....40
Figure 17 l'organigramme de calcul des sections principaux et du diamètre des aciers de répartition. 41
Figure 18 : Cuve cylindrique 42
Figure 19 Organigramme de calcul des aciers de la cuve cylindrique....43
Figure 20 : Ceinture inférieure....44
Figure 21: Organigramme de dimensionnement de la ceinture inférieure....45
Figure 22: Organigramme de dimensionnement des aciers principaux de la paroi tronconique du réservoir surélevé 47
Figure 23: Organigramme de dimensionnement des aciers de répartition de la paroi tronconique du réservoir surélevé 48
Figure 24:Coupole inférieure 49
Figure 25: Organigramme de dimensionnement des aciers au niveau de la cheminé du réservoir surélevé 50
Figure 26: Ceinture d'appui....50
Figure 27: Organigramme de dimensionnement de la ceinture d'appui du réservoir surélevé....51
Figure 28: Organigramme de dimensionnement de la tour....52
Figure 29: surface au vent....54
Figure 30: Profil en long entre les points 16(1600)m et 23 (2300 m) 73
Figure 31 Tranchée type pour la pose d'une conduite DN 900....74
Figure 32: Carnet des nœuds type....74
Figure 33: Regard de ventouse....75
Figure 34: Regard et aménagement de vidange....76
Figure 36:Plan de ferraillage réservoir au sol....77
Figure 37: Plan de ferraillage réservoir surélevé 77
Figure 38:Plan de ferraillage réservoir surélevé 78
Figure 39: abaque de détermination de ɣ....79

INTRODUCTION

L'Afrique subsaharienne connaît une urbanisation intense et une croissance démographique importante, par contre le développement des infrastructures en général et celles relatives à l'Adduction d'Eau Potable (AEP) ne suit pas le même rythme. A l'image d'autres capitales africaines, à Bamako et ses environs le problème d'eau potable se fait ressentir avec acuité. En effet, la production (estimée à 194 000 m^3/j en 2015) est en deçà de la demande de la ville (estimée à 383 431 m^3/j avec une population de 3 060 470 habitants et un besoin estimé à 80l/j/habitant en branchement particulier et 35l//habitant en 2015). Aussi, les cotes de crépine de distribution de certains ouvrages de stockages ne permettent pas de dominer certaines zones.

La commune I (avec une population de 334 895 et un taux d'accroissement de 5.04% en 2009), située sur la rive gauche du fleuve Niger au Nord Est de la ville de Bamako, est alimentée par le réservoir semi enterré de Korofina (5 200 m^3). Cet unique réservoir est malheureusement déficitaire à cause de sa capacité de stockage et de sa côte piézométrique qui ne permet pas des pressions minimales requises à la distribution.

Afin de développer les infrastructures de production, de stockage, d'adduction et de distribution d'eau potable dans la ville de Bamako, le projet « Kabala » a été initié par les services techniques de la Société Malienne de Patrimoine de l'Eau Potable (SOMAPEP SA). Ce projet bénéficie d'un financement multi bailleurs dont la Coopération Italienne. Cette dernière prévoit la réalisation d'ouvrages de stockages, d'adduction et de distribution sur la rive gauche du fleuve Niger principalement en commune I du District de Bamako.

Dans le cadre de notre mémoire de fin de cycle, nous avons été appelés à dimensionner certains ouvrages prévu par la Coopération Italienne. Ceux dont le dimensionnement fait objet du présent document sont des ouvrages de stockages en béton armé, des conduites d'adduction et des équipements hydrauliques et électromécaniques. Plus particulièrement, il s'agit :

- De la conduite de refoulement de 9 500 m allant de la station de pompage de Missira (Altitude à 378 m) vers le réservoir semi enterré de Doumanzana (Altitude à 506 m);
- Du réservoir semi enterré de Doumanzana (Altitude à 506 m) qui desservira les zones ayant une altimétrie intermédiaire entre les réserves de Missira/Korofina et le dit réservoir semi enterré de Doumanzana;

- De la conduite de refoulement de 550 m linéaire allant du réservoir semi enterré de Doumanzana vers le réservoir surélevé de Doumanzana sur un support de 12 m (Altitude TN 535 m);
- Du réservoir surélevé de Doumanzana qui desservira les zones situé à une altitude intermédiaire entre les réserves au sol de Doumanzana et celle du dit réservoir surélevé.

I. GENERALITES

I.1. Présentation de la structure d'accueil

La Société Malienne de Patrimoine de l'Eau Potable (SOMAPEP-SA) est une Société d'Etat qui a été créée par Ordonnance ***N°-10-039 /P-RM*** **du 05 août 2010** et ses statuts ont été approuvés par le décret n°10-462 /P-RM du 20 Septembre 2010.

Elle a deux missions principales.

La première mission est de:

- Développer les infrastructures d'accès à l'eau potable dans les centres urbains relevant du périmètre de concession (18 centres sur 57).
- Elaborer, planifier et exécuter les projets et programmes d'investissement dans le secteur de l'eau potable ;
- Réaliser les travaux de réhabilitation, d'extension et de renouvellement des installations d'eau potable ;
- Rechercher et mobiliser les fonds pour les besoins d'investissement.

La seconde mission est d'avoir un œil de contrôleur sur toutes les activités de la Société Malienne de Gestion de l'Eau Potable (SOMAGEP-SA).

La SOMAPEP –SA compte cinq directions qui totalisent 44 agents. La société fonctionne selon l'organigramme ci-dessous :

Organigramme de fonctionnement

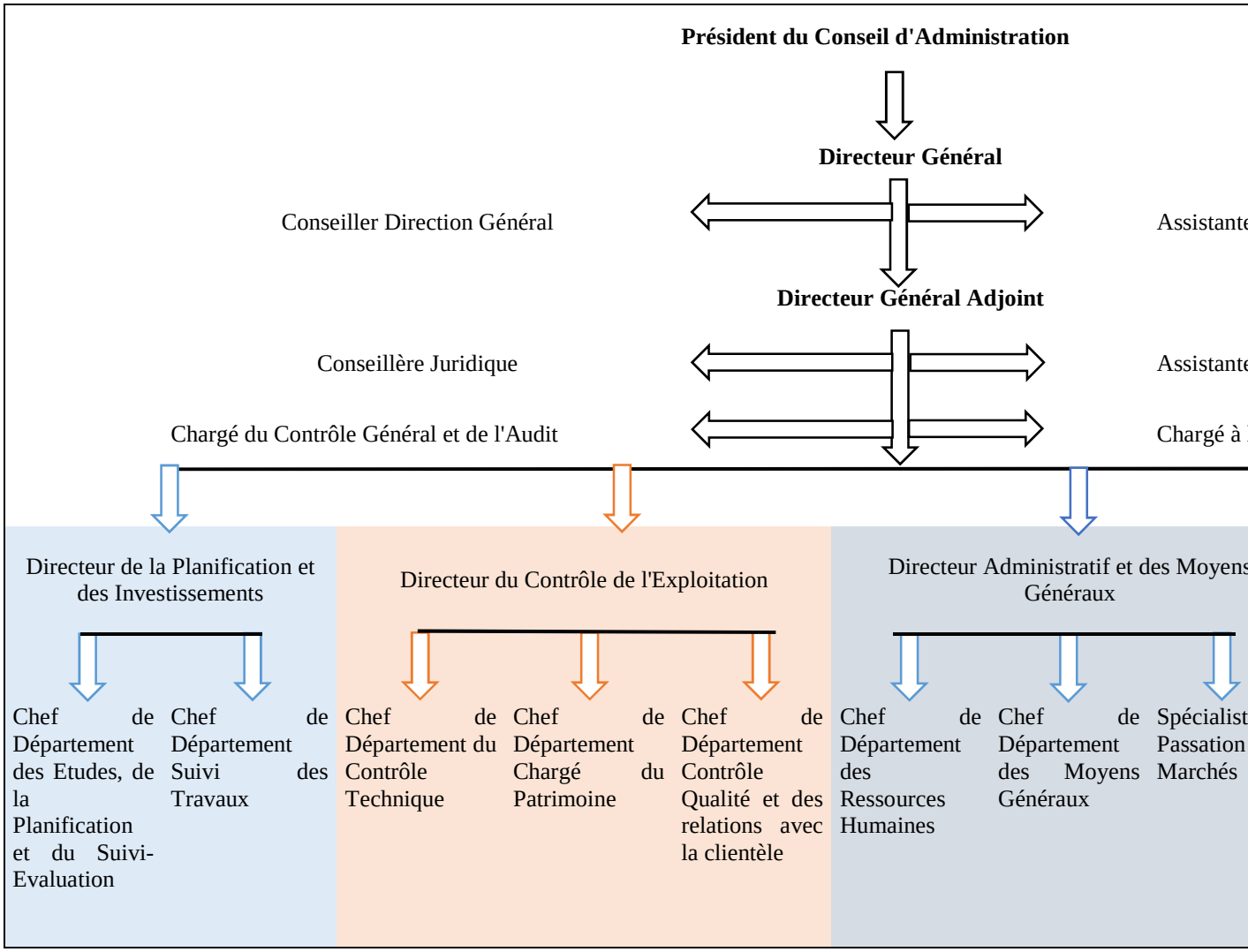


Figure 1: Organigramme de fonctionnement de la SOMAPEP SA

I.2. Contexte et objectifs du projet

Dans une ville caractérisée par une croissance démographique importante, la problématique de l'alimentation en eau potable constitue un défi majeur à relever à Bamako.

C'est pour cette raison que l'accès à l'eau potable de manière durable dans la ville de Bamako s'inscrit dans les axes prioritaires du Cadre Stratégique pour la Croissance et la Réduction de la Pauvreté (CSCRP) pour la période 2012-2017 afin d'atteindre les Objectifs du Millénaire pour le Développement (OMD). Aussi, l'accès à l'eau potable s'inscrit dans la stratégie d'intervention de la Banque Mondiale au Mali.

Dans le but de contribuer à l'amélioration durable des conditions d'alimentation en eau potable et de la santé des populations de Bamako, le gouvernement a sollicité l'aide des Partenaires Techniques et Financiers (PTF) tels que : la Banque Mondiale, la Banque Africaine de Développement, l'Agence Française de Développement, l'Union Européenne, la Banque Européenne d'Investissement, la Banque Islamique de Développement et la Coopération Italienne pour l'accompagner en vue du financement d'un **projet structurant** intitulé « **Projet Kabala** ».

En outre, le projet Kabala a pour objectif d'augmenter la capacité de production d'eau potable et de sécuriser la desserte dans toute la ville de Bamako et ses environs. Le volet de la Coopération Italienne vise plus particulièrement la rive gauche en commune I.

I.3. Présentation générale du projet

I.3.1. Description du projet

Le projet Kabala permettra de produire un volume supplémentaire de 4×144 000 m^3/j à partir d'une prise sur le fleuve Niger sur la rive droite et doté d'une station d'alerte pour veiller à la qualité de l'eau produite. Aussi, il financera les composantes physiques suivantes:

- 8 réservoirs d'eau de capacité variant entre 2 000 m^3 et 10 000 m^3
- un réseau de distribution de 880 km soit 53% du réseau actuel
- l'augmentation du volume journalier de production de la station de traitement de Djicoroni de 60 000 m^3.
- 96 000 branchements sociaux pour les ménages les plus défavorisés
- 1 108 bornes fontaines notamment dans les quartiers précaires

Outre les composantes physiques, le projet comporte des volets non physiques qui sont :

- les études d'ingénierie (études APD et DAO) et le contrôle de composantes physiques ;
- les études de schéma directeur (pour l'eau potable et pour l'assainissement de la ville de Bamako, l'étude du modèle de fixation des tarifs pour l'eau potable,
- l'étude d'impact environnemental et social, l'étude de la viabilité économique et financière ;
- l'appui de la SOMAPEP-SA à la gestion du projet ;
- l'appui institutionnel aux autres acteurs impliqués dans le secteur de l'eau potable ;
- l'indemnisation pour expropriations,
- le fonctionnement du projet.

La Coopération Italienne prévoit dans la commune I ; les études, contrôle et la réalisation de travaux suivants:

- 01 station de pompage de Missira vers le réservoir semi enterré de Doumanzana ;
- 01 station de pompage du réservoir semi enterré de Doumanzana vers le réservoir surélevé de Doumanzana ;
- 9 500 m de conduite d'adduction de Missira vers réservoir semi enterré de Doumanzana et 550 m en conduite d'adduction du réservoir semi enterré vers réservoir surélevé ;
- 01 réservoir semi enterré à Doumanzana ;
- 01 réservoir surélevé à Doumanzana ;
- 01 réseau de distribution de 14 km ;
- 250 kits de branchement et 200 bornes fontaines.

I.3.2. Zone du projet

- **Localisation**

Bamako, situé dans le sud-ouest du pays est construit dans une cuvette entourée de colline. Le District de Bamako est divisé en six communes. La commune I est situé sur la rive gauche du fleuve Niger dans la partie Nord-Est de Bamako. Elle s'étend sur une superficie de 35,5 km^2. Composée de neuf (09) quartiers (Banconi, Djelibougou, Korofina nord, Korofina sud, Boulkassoumbougou, Sotuba, Fadjiguila, Sikoroni et Doumanzana.), elle est limitée :

- A l'Est par les communes rurales de Sangarébougou et Moribabougou,
- A l'Ouest par une partie du marigot de Banconi,
- Au Nord par la commune rurale de Djalakorodji,

- Au sud par le fleuve Niger

Les quartiers de Sangarebougou, et Seydoubougou ; dans lesquels les réservoirs seront implantés sont des quartiers périphériques de la ville de Bamako contiguës à la limite Nord Est de la commune I.

Site d'implantation des réservoirs

- Réservoir semi enterré de Missira

Commune: Commune II du district de Bamako

Quartier : Missira

Altitude TN: 380 m

Réservoir semi enterré de Doumanzana

Commune : Commune rurale de Sangarébougou (cercle de Kati)

Quartier : Sangarébougou

Altitude TN: 506m

Réservoir surélevé de Doumanzana

Commune : rurale de Sangarébougou (cercle de Kati)

Quartier : Sangarébougou

Altitude TN : 535m

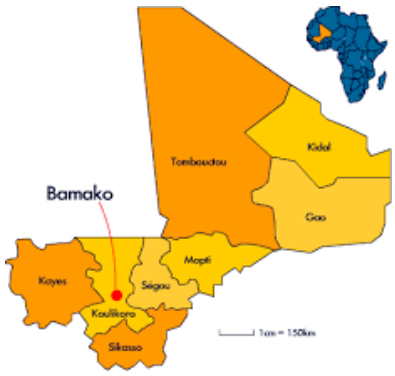


Figure 2: Carte du Mali subdivisée en régions

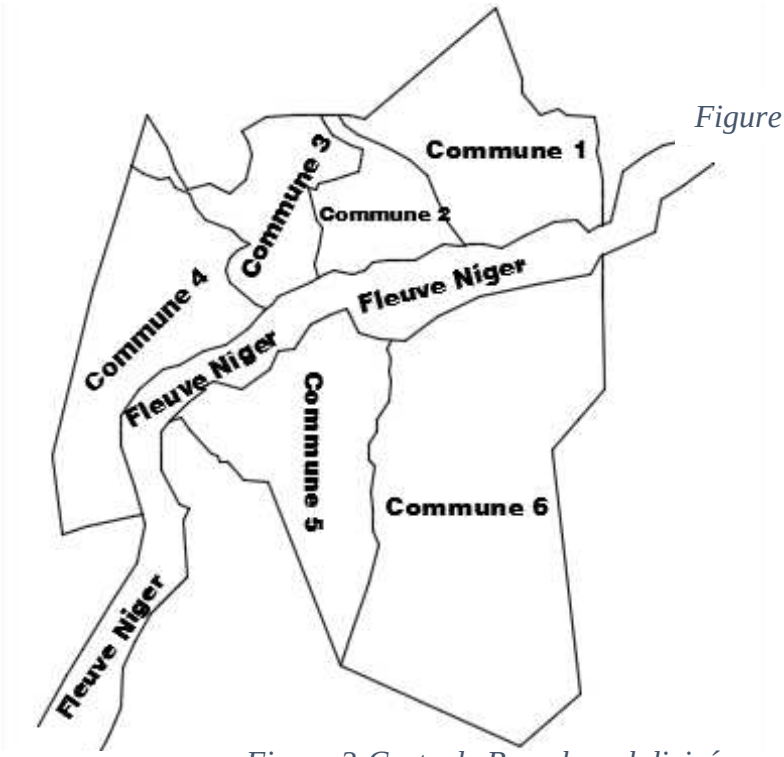


Figure 3:Carte de Bamako subdivisée en commune

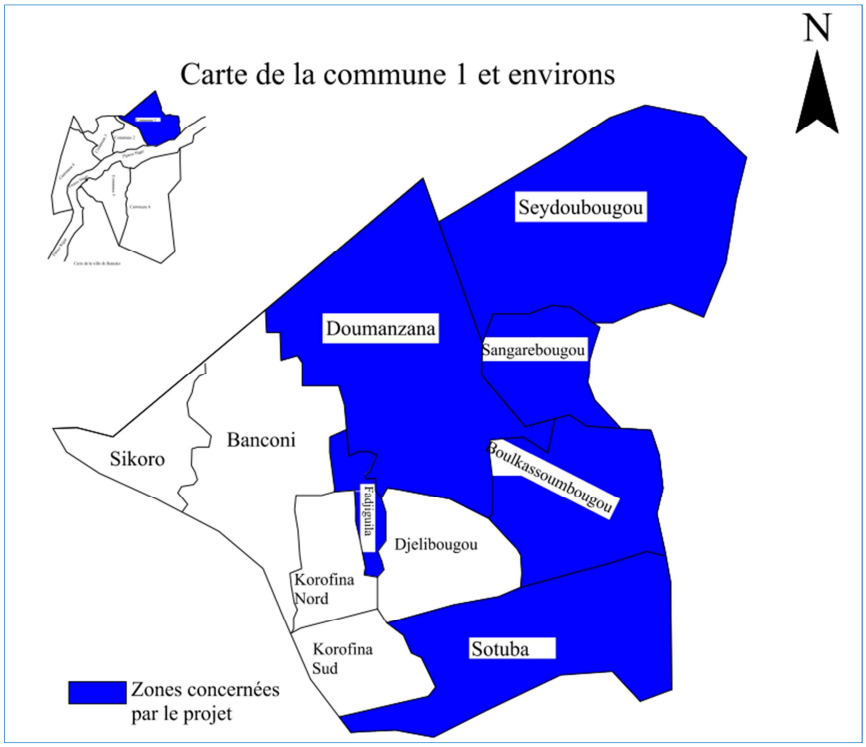


Figure 4: Carte de la commune I et environs subdivisée en quartier

- **Hydrographie**

Le fleuve Niger divise Bamako en deux rives avec une longueur de 11,5 km. Il traverse Bamako d'amont en aval en partant de Kalabambougou vers Sotuba. La commune I est arrosée par les marigots de Banconi, Molobalini, Faracoba et Tienkolée (Faraconi). Ces marigots sont alimentés en saison pluvieuse par les eaux de ruissellement du point G (des Monts Manding) et s'écoule du nord vers le sud.

- **Relief, sol, climat, végétation, vent**

Le relief de la commune I est caractérisé par des plateaux et des collines de types granitiques avec un sol accidenté de type latéritique. Le climat est de type tropical et caractérisé par une saison sèche (froide de Novembre à Janvier et chaude de Février à Mai) et une saison pluvieuse de Juin à Octobre. La végétation est de type soudano sahélien dominée par de grands arbres comme le Caïlcédrats, les manguiers, etc…

Les vitesses annuelles moyennes du vent dans le district de Bamako en km/h et ses environs entre 2006 et 2014 sont consignées dans le tableau 1:

Tableau 1: vitesse annuelle moyenne du vent dans le district de Bamako et ses environs

Année	**2006**	**2007**	**2008**	**2009**	**2010**	**2011**	**2012**	**2013**	**2014**
Vitesse (km/h)	9,2	9,5	9,3	9,3	9,2	9,4	9,7	9,7	9,7

- **Démographie**

La population de la ville de Bamako et ses environs a été estimé à 2 135 865 habitants et celle de la commune I à 334 895 habitants en **2009** selon le Recensement Générale de la Population et de l'Habitat (RGPH) avec une densité de 12 670 habitants/ au km^2. Cette population, majoritairement composée de personnes âgées de plus de 15 ans est à 97% musulmane. Les Bambara représentent une grande part de la population. Parmi les enfants âgés de 6 à 15 ans, le taux des garçons et des filles inscrits est respectivement de 56% et 44% sur un taux global de la commune de 86%.

- **Aspects socio-économiques**

Les activités socio-économiques des ménages de la commune restent dominées par le secteur tertiaire avec la prévalence des commerçants, des ouvriers/artisans et des fonctionnaires. Malgré le statut urbain de la commune, les activités primaires demeurent avec notamment la présence de quelques agro-pasteurs. Cependant, les ressources tirées des activités économiques sont d'une manière générale faible et ne permettent pas de couvrir toutes les dépenses des ménages.

II. ETUDE HYDRAULIQUE

II.1. Estimation de la population à l'horizon du projet

Le dernier recensement de la population en 2009 a estimé la population de la commune I à 334 895 habitants (RGPH, 2009) avec un taux d'accroissement naturel de 5.04%. Dans cette commune, seuls les quartiers ci-dessous dans le tableau 2 feront l'objet de cette étude. Ce choix a été guidé par le nombre d'habitant de ces quartiers et la position de ces derniers par rapport au réservoir semi enterré de Korofina.

Tableau 2: Quartiers concernés par le projet et leur population

Quartier	Population 2009	Population 2032	
Doumanzana	64 889		**Avec un taux d'accroissement de 5,04% dans la commune I**
Boulkassounbougou	50 931		
Sotuba	13 801		
Fadjiguila	17 104		
Sangarébougou	21 871		
Seydoubougou	2 940		
TOTAL	**171 536**	**531 513**	

Pour la projection de la population, la formule suivante sera utilisée:

$$\mathbf{P_n = P_0\,(1+t)^{n-0}}$$

avec | P_0 : la population à l'année 0 = 2009 ; | t = 5.04% : le taux d'accroissement naturel

| P_n : la population à l'année n = 2032 | de la commune I

II.2. Estimation des besoins en eau de la population

Le projet Kabala prévoit un taux de desserte de 100% en Branchement Particulier (BP) à l'horizon 2032 contre le taux de desserte de 37.78% en 2010.

Pour cette composante du projet Kabala les paramètres considérés sont conciliés dans le tableau 3 en tenant compte des données de Schéma Directeur d'Alimentation en Eau Potable pour la ville de Bamako et environs.

Les besoins moyens sont:

$$Q = (\text{Dotation}/\text{ hbt}) * (\text{population en } 2032)$$

Les besoins de la journée de pointe sont :

$$Q_{pj} = Q * C_{pj}$$

Tableau 3: Détermination des besoins de pointe journaliers

.Population en 2032	531 513	hbts

Consommation spécifique	80	l/j/pers
Dotation Borne fontaine	35	l/j/pers
Population desservie en Branchement Particulier	80%	
Population desservie en Borne fontaine	20%	
Coefficient de pointe journalier $\mathbf{C_{pj}}$	1,25	
Les besoins de pointe journaliers $\mathbf{Q_{pj}}$	47 172	m^3/j

II.3. Dimensionnement des conduites de refoulement

II.3.1. Calcul du diamètre théorique des conduites de refoulement

La conduite qui alimente le réservoir semi enterré sera dénommée dans la suite conduite N°1 et celle qui alimente le réservoir surélevé sera la conduite N°2.

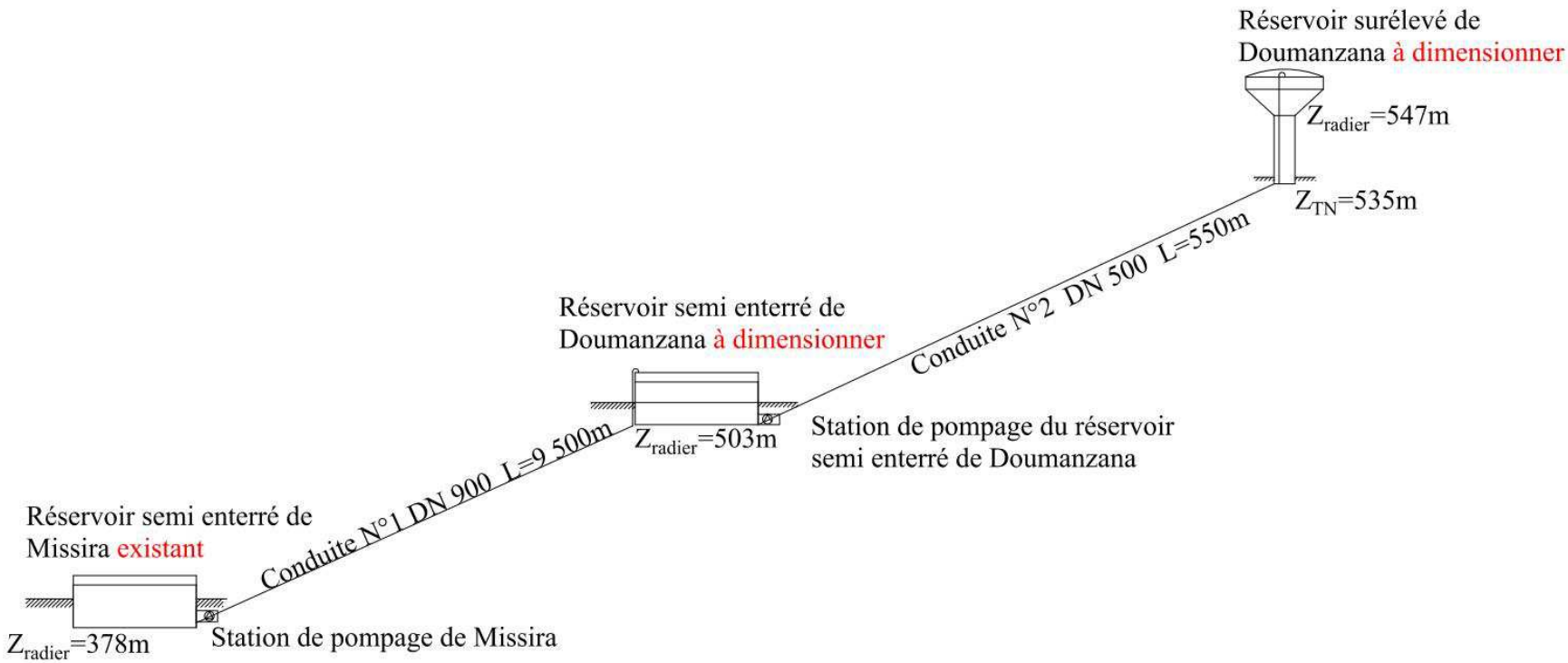


Figure 5: Mode d'alimentation des réservoirs

La conduite N°1 véhiculera le débit de pointe journalier totale. La conduite N°2 surélevé véhiculera 15% du débit total. Ce pourcentage représente les besoins des deux quartiers périphériques qui doivent être alimentés par le réservoir surélevé.

Elles seront dimensionnées à l'aide des formules suivantes :

- Formule de Bresse : $D(m) = 1.5 * Q^{0.5}$
- Formule de Bresse modifiée : $D(m) = 0.8 * Q^{1/3}$
- Formule de Munier : $D(m) = (1+0.02*n) * Q^{0.5}$

Avec D (m) : le diamètre de la conduite

Q (m^3/s) : le débit;

n = 20h, le nombre d'heure de pompage ;

Aussi ces diamètres devront vérifiés la condition de flamant énoncé comme suite: $V \leq 0.6+D(m)$

Avec V (m/s) : la vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite

D (m) : le diamètre de la conduite

Tableau 4: conduite N°1, Calcul des diamètres et vitesses théorique.

Dimensionnement de la conduite de refoulement de Missira (conduite N°1)				
	Bresse	Bresse modifié	Munier	débit de refoulement (m^3/s)
DN th (mm)	1210	690	1130	0,66
Vitesse th (m/s)	0,57	1,73	0,65	

Les diamètres qui feront l'objet d'une étude technico économique seront compris dans l'intervalle de diamètre théorique. L'étude se fera entre **DN 800 mm et 1200 mm pour la conduite N°1**.

Tableau 5: conduite N°2, Calcul des diamètres et vitesses théoriques.

Dimensionnement de la conduite de relevage de Doumanzana (conduite N°2)				
	Bresse	Bresse modifié	Munier	Débit de refoulement (m^3/s)
DN th (m)	0,47	0,37	0,44	0,1
Vitesse th (m/s)	0,56	0,92	0,64	

Les diamètres qui feront l'objet d'une étude technico économique seront compris dans l'intervalle entre **400 mm et 500 mm pour la conduite N°2.**

II.3.2. Choix du matériau des conduites de refoulement et calcul des pertes de charge

Les critères de choix des matériaux sont :

- La résistance aux contraintes internes,
- la résistance aux contraintes externes,
- la résistance à la corrosion,
- l'offre commerciale locale,
- l'habitude des services des eaux,
- le coût du matériau et la capacité du matériau à véhiculer des ondes acoustiques (recherche des fuites).

Le service des eaux ayant l'habitude d'utiliser la fonte ductile en conduite de refoulement pour cette gamme de section, le choix portera sur ce dernier.

Les Pertes de Charges constituent la somme des pertes de charge linéaires due au transport de l'eau dans la conduite et singulières due aux équipements hydrauliques sur le réseau.

Elles seront calculées à l'aide de la formule de Manning Strickler. Les pertes de charges singulières seront estimées à 10% des pertes de charges linéaires.

$$PDC(^{m}/_{ml}) = \frac{10.29 * Q^2}{Ks^2 * D^{16/3}}$$

J : les pertes de charge

Q : le débit véhiculé

Ks : le coefficient de rugosité

D : le diamètre de la conduite

Pour un débit de refoulement de 0.66 m^3/s pour la conduite N°1 et 0.1 m^3/s pour la conduite N°2, les résultats suivant sont obtenu :

Tableau 6: conduite N°1, vitesses et pertes de charge des conduites entre 800 mm et 1200 mm

Dimensionnement de la conduite de refoulement de Missira (conduite N°1)					
DN int (mm)	800	900	1000	1100	1200
DN ext (mm)	842	945	1048	1152	1255
Vitesse réelle (m/s)	1,30	1,03	0,83	0,69	0,58
PDC (m/ml)	**1,79**	**0,96**	**0,55**	**0,33**	**0,21**
Longueur de la conduite (m)	9500	9500	9500	9500	9500

Tableau 7: conduite N°2, Vitesses et pertes de charge des conduites entre 400 mm et 500 mm

Dimensionnement de la conduite de relevage de Doumanzana) (conduite N°2)			
DN int (mm)	400	450	500
Diamètre ext (mm)	429	480	532
Vitesse réelle (m/s)	0,80	0,63	0,51
PDC (m/ml)	**1,68**	**0,9**	**0,51**
Longueur de la conduite	550	550	550

II.3.3. Etude technico économique des conduites de refoulement

Le réseau électrique de la société EDM SA sera utilisé pour le fonctionnement de la station de pompage car il peut fournir une grosse puissance, il n'y a pas besoin d'entretien groupe électrogène et les factures d'électricité y sont moins chères.

Le choix du diamètre de la conduite se fera de manière à avoir un faible prix de revient de l'ensemble (réalisation et exploitation) de l'installation. Ce diamètre sera déterminé en fonction des paramètres tels que les frais d'investissement de la conduite, les frais d'installation de la station de pompage et les frais d'exploitation.

Frais d'investissement de la conduite

$F_{inv} = K_1 . L. a$ (F CFA)

K_1: le coût en (F CFA)/ml d'un mètre linéaire de la conduite en tenant compte des frais de pose.

L: la longueur de la conduite en mètre (m).

a: annuité d'amortissement donnée par la formule

$$a = \frac{i}{(1+i)^n} + i$$

Où:

i : taux d'annuité ≈ 8%

N : nombre d'années d'amortissement (n=30ans)

Tableau 8: conduite N°1, Frais d'investissement des conduites entre 800 mm et 1200 mm

Diamètre de la conduite (mm)	**Fourniture et pose d'un ml de conduite FCFA**	**Annuité d'amortissement**	**Frais d'investissement de la conduite et entretien**
800	238 800	0,088	**219 476 173**
900	262 680	0,088	**241 423 790**
1000	288 948	0,088	**265 566 169**
1100	317 843	0,088	**292 122 786**
1200	349 627	0,088	**321 335 064**

Coût d'installation de la station de pompage

$F_{inst} = K_2 * P * a$

F_{inst} : Coût d'installation de la station de pompage

K_2 : Coût d'un kw installé à la puissance réelle

P : Puissance réelle de fonctionnement

$P = \frac{\rho g Q H_{ml}}{\eta * 1000}$

$\eta \approx 0{,}77$: Rendement de pompage

$\rho = 1000$: Masse volumique de l'eau (kg/m^3)

$g = 9{,}81$: Accélération de la pesanteur (m/s^2)

Q : Le débit (m^3/s)

$H_{ml} = 1$: Hauteur d'élévation (m)

Tableau 9: conduite N°1, Coût d'installation de la station de pompage

Coût d'un kW installé à la puissance réelle en FCFA	Puissance réelle de fonctionnement (kw)	Annuité d'amortissement	Coût d'installation de la station de pompage FCFA
600 000	8,51	0,088	**449 269**

Frais d'exploitation des conduites entre 800 mm et 1200 mm

$F_{exp} = K_3 * P * t$

K_3 : Coût d'un KW d'énergie électrique

$P = \frac{\rho g Q H M T}{\eta * 1000}$

P : Puissance réelle en KW

$t = 365 * T$: Temps de fonctionnement

T=20h : Nombre d'heure de fonctionnement par jour

Tableau 10: conduite N°1, Frais d'exploitation des conduites entre 800 mm et 1200 mm

Diamètre de la conduite (mm)	Coût d'un KWh d'énergie électrique en FCFA	Puissance réelle en KW	Frais d'exploitation FCFA
800	72	1 251,94	**658 020 452,61**
900	72	1 184,23	**622 433 357,99**
1000	72	1 150,94	**604 933 176,76**
1100	72	1 133,34	**595 684 697,61**
1200	72	1 123,48	**590 501 695,98**

Frais d'investissement total entre 800 mm et 1200 mm

$$C_{total} = F_{inv} + F_{inst} + F_{exp}$$

Tableau 11: conduite N°1, Frais d'investissement total des conduites entre 800 et 1200 mm

Diamètre de la conduite	Frais d'investissement de la conduite FCFA	Coût d'installation de la station de pompage FCFA	Frais d'exploitation FCFA	TOTAL FCFA
800	219 476 173	449 269	658 020 452,61	877 945 894,62
900	**241 423 790**	**449 269**	**622 433 357,99**	**864 306 417,27**
1000	265 566 169	449 269	604 933 176,76	870 948 615,04
1100	292 122 786	449 269	595 684 697,61	888 256 752,78
1200	321 335 064	449 269	590 501 695,98	912 286 029,72

En utilisant les mêmes formules que dans le dimensionnement de la conduite N°1, les résultats intermédiaires sont présentés en annexe dans les tableaux 13, 14 15. La synthèse pour le choix de la conduite 2 est dans le tableau 16 ci-dessous:

Frais d'investissement des conduites entre 300 mm et 500 mm

Tableau 12: Conduite N°2, d'investissement total des conduites entre 400 mm et 500 mm

Diamètre de la conduite	Frais d'investissement de la conduite	Coût d'installation de la station de pompage	Frais d'exploitation	TOTAL
400	7 838 560	456 884	796 027 167,49	804 322 611,96
450	8 211 825	456 884	794 061 522,15	802 730 231,39
500	**8 622 416**	**456 884**	**793 094 903,48**	**802 174 203,99**

La conduite N°1 sera en **DN 900**. Et la conduite N°2 sera en **DN 500**. Dans les deux cas, les diamètres commerciaux se rapprochent des diamètres théoriques de Bresse.

II.3.4. Technologie du réseau de refoulement

- **Les pièces de raccordement**

Les coudes seront positionnés aux points de changement de direction des canalisations, ils seront de même diamètre que la conduite.

- **Les manchons** seront mis au besoin à la jonction de deux canalisations de même diamètre lors de l'exécution. Ils seront à brides.

- **La robinetterie**

Pour sécuriser les conduites de refoulement, faciliter leur exploitation et leur gestion, certains équipements tels que les vannes de sectionnement, les ventouses, les vidanges sont nécessaires. Aussi, aux changements de direction les coudes seront dans des massifs de buté.

Les robinets-vannes

Ils sont placés sur le réseau afin de réguler ou stopper le débit de l'eau dans la conduite. Pour des conduites de diamètre supérieur à 300 mm, ce sont les vannes papillons qui sont conseillées.

Les ventouses

Les ventouses ont pour rôle : l'évacuation d'air lors du remplissage ou de l'exploitation normale et l'admission lors d'une vidange. Le choix se portera donc sur des types qui auront ces fonctions.

Dimensionnement des ventouses

Les débits d'air normalement utilisés pour le dimensionnement de ces ouvrages sont fonctions des conditions de vidange et de remplissage de la conduite pour les gros orifices; aussi de la quantité d'air véhiculée par l'eau pour les petits orifices. Le choix du type d'équipement est déterminé, en premier lieu, pour que l'appareillage d'entrée d'air soit suffisant pour éviter des dépressions supérieures à 3m, lors d'une vidange.

Dans ces conditions, les débits d'air des gros orifices pourront être pris égaux aux valeurs des débits maxima de l'eau écoulée et peuvent être calculés par la formule de Manning Strickler dont l'équation est la suivante :

$$Q = S * V = \pi * \frac{D^2}{4} * K * R^{2/3} * \sqrt{I}$$

Compte tenu des pertes de charge singulières importantes dans le cas d'une casse franche, ces dernières seront prises en compte et peuvent être calculées par la formule suivante :

$$\Delta Hs = K * V^2/2g$$

Avec K = 2

Tout calcul fait, l'équation (1) devient :

$$Q = \left(21.8 * D^{\frac{8}{3}} * \left(\frac{H}{L} + \frac{V^2}{g}\right)\right)$$

Avec :

H = dénivelée (en m) ;

L = longueur (en m) ;

V = Vitesse d'écoulement en régime permanent et g = 9,81 m/s^2 ;

D : le diamètre de la conduite en m ;

Q = débit en m^3/s ;

Tableau 13: Débit d'air des ventouses

	Ventouse 1	Ventouse 2	Ventouse 3	Ventouse 4
Diamètre de la conduite D	0,90	0,90	0,90	0,90
Côte alimentation réservoir (m)	500	500	500	500
Côte emplacement de la ventouse (m)	366,03	360,03	441,55	484,82
Dénivelée	133,97	139,97	58,45	15,18
Longueur de la conduite L (m)	9 200	4 400	1 400	600
Vitesse d'écoulement (m/s)	1,31	1,31	1,31	1,31
Débit d'air dans le gros orifice (m^3/h)	11 238,14	12 260,28	12 849,22	11 874,44

Les débits d'air ainsi obtenus sont comparés avec la capacité d'admission d'air des ventouses.

Les débits d'air fournis pour les ventouses et clapet d'entrée d'air sont donnés en annexe

Les vidanges

Elles permettent de vider la conduite en cas de nécessité d'entretien. Ils existent deux types de vidanges : les vidanges à gueule bée qui sont généralement construites dans les talwegs et lorsque l'espace le permet et les vidanges en charge qui sont dans des regards à partir duquel l'eau est évacué dans les systèmes d'assainissement pluviales.

Le diamètre des conduites de vidange a été calculé à partir de la formule des orifices suivante :

Avec $Q = \mu * S * \sqrt{(2gh)}$ avec $Q = V * t$

t = Temps de vidange nécessaire pour vider complètement la conduite

V = Volume du réservoir en m^3

s : Section de la vidange en m^2

μ : Coefficient de contraction pris égal à 0,6

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/s^2

Q : débit en m^3/s.

h: la différence de charge en le plan d'eau et l'entrée de l'orifice

Tableau 14: Détermination du diamètre des conduites de vidanges

	Vidange du réservoir	**Vidange de la conduite**
Volume réservoir (m^3)	5000	4641,7
Temps de vidange (h)	3	0,40
Débit (m^3/s)	0,46	3,22
Coefficient de contraction	0,6	0,60
Dénivelé (m)	4	174,97
Section vidange (m^2)	0,09	0,09
Diamètre de la vidange (mm)	333,10	341,77
Choix du diamètre commercial (mm)	**350**	**350**

Tableau 15: Nombre et choix des vannes, ventouses et vidanges

	Nombre sur DN 900	**Choix**
Vannes	2	Vanne papillon
Ventouses	4	1V150+1C150
Vidanges	3	DN900/350

- **Les ouvrages de génie civil sur le réseau**

Les ouvrages de génie civil à réaliser sur le réseau sont les massifs de buté, les chambres de vannes les regards de ventouses et de vidanges

Les Massifs de buté: les efforts résultant de la poussée du fluide véhiculé peuvent être extrêmement importants et tendent à déboîter les éléments de la canalisation. Pour éviter des incidents graves, il est indispensable d'établir des butées au niveau des changements de directions de la conduite. Un verrouillage sur une certaine distance de part et d'autre du coude remplacera la butée lorsque le terrain présente une forte pente.

Les chambres et les regards de vannes, ventouses et vidanges

(Voir plans types en annexe)

Le tableau 16 donne le récapitulatif des différents équipements à mettre sur le réseau de refoulement.

Tableau 16: Nombre de massif de buté, de chambres et regards de ventouses et de vidange

	Nombre
Butée DN 900 et 500	24
Chambre de vanne sur la DN 900	2
Regard de ventouses sur la DN 900	14
Regard de vidange sur DN 900	3

Vue en plan des conduites de refoulement

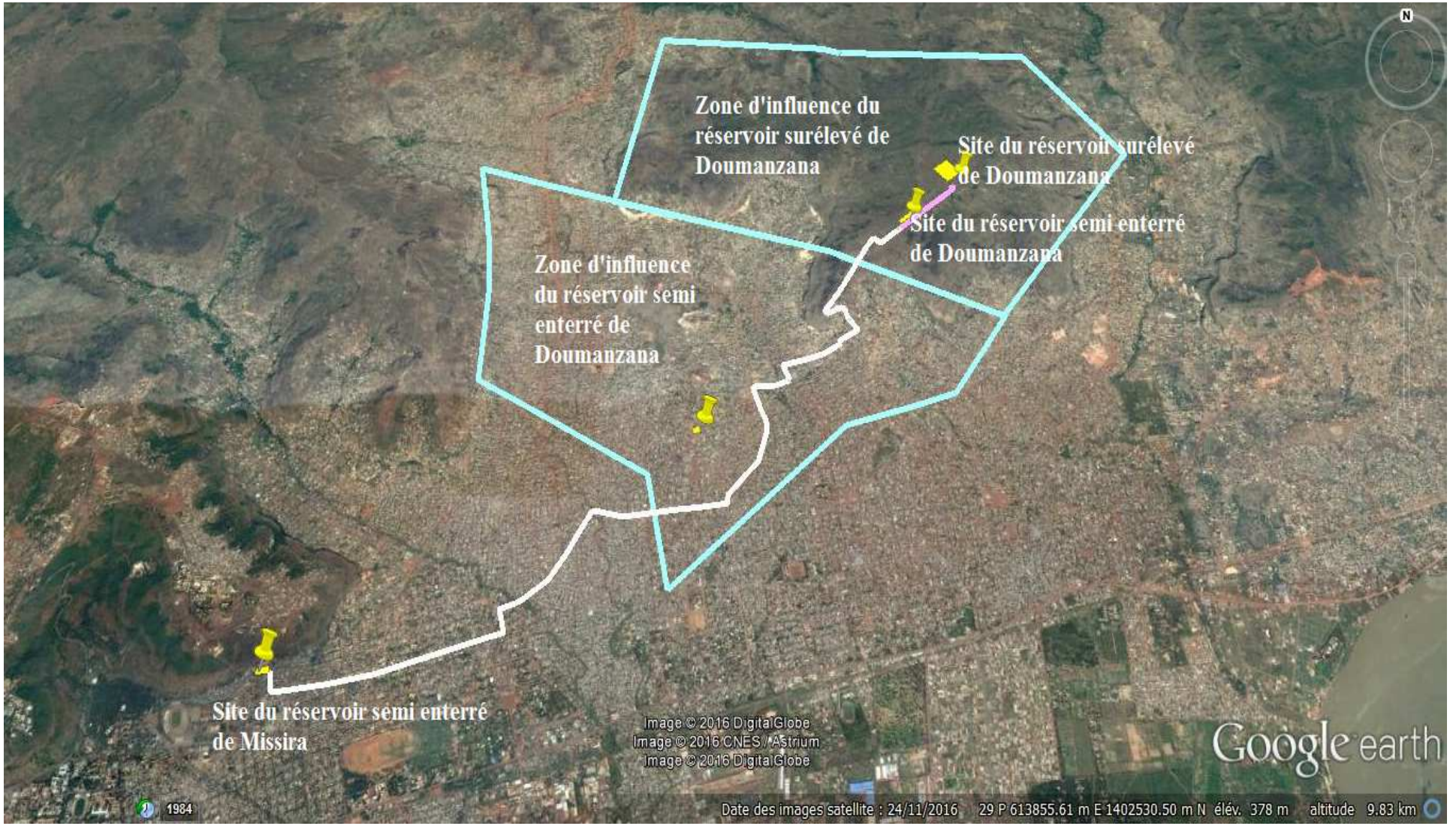


Figure 6: Vue en plan des conduites de refoulement

Profil en long des conduites de refoulement

Le profil en long a été fait uniquement entre les points n° 16 (1600 m) et n°23 (2 300 m) de la conduite de refoulement DN 900. (Voir annexe n°30)

Carnet des nœuds (Voir annexe n°32)

II.4. Dimensionnement et choix des pompes

Tableau 17: caractéristiques recherchées pour le choix des pompes

	Station de pompage de Missira	Station de relevage de Doumanzana
Q (m^3/h)	**2 400**	**360**
H_g (m)	130	50
L (m)	9 500	550
$PDC_{totales}$ (m)	10,5	1
HMT (m)	**140,5**	**51**

La Hauteur manométrique Totale (HMT)= Hauteur géométrique+ $\Sigma PD\ linaire\ et\ singulière$

Le point de fonctionnement est obtenu en superposant la courbe caractéristique de la pompe et celui de la conduite. La courbe de la pompe est donnée par le constructeur (voir annexe) et celui de la conduite est tracé à l'aide de la Perte De Charge exprimée en fonction du débit PDC=f(Q) (Voir courbe 1 et 2 en annexe).

Tableau 18: Caractéristiques des pompes choisies

	Station de pompage de Missira	**Station de relevage de Doumanzana**
Marque	KSB RDLO 350-690 B	KSB Etanorm 100-200 Etabloc
Point de fonctionnement	680 L/s à 141 m	330 m^3/h à 50,4 m
NPSH requis	7 m	7 m
Puissance absorbée	1 100 kw	80 kw

II.5. Etude du phénomène de coup de bélier sur les conduites de refoulement

Le coup de bélier est un phénomène de propagation d'ondes élastiques de surpression et de dépression qui est due à :

- L'arrêt brutal ou le démarrage d'une ou plusieurs pompes alimentant une conduite de refoulement débitant un réservoir.

- La fermeture ou l'ouverture instantanée d'une vanne de sectionnement ou d'un robinet d'obturation placé au bout d'une conduite d'adduction.
- Une modification instantanée du débit d'un appareil placé en un point du réseau de conduites.

La brutalité du coup de bélier est à l'origine de nombreux éclatements de conduite car la surpression engendrée peut atteindre des valeurs très élevées. D'où la nécessité d'étudier les moyens pour empêcher ou limiter ses effets afin d'économiser sur les tuyaux (pression nominale nécessaire de la conduite).

Comme équipement pour limiter les surpressions et dépressions, un réservoir anti bélier sera dimensionner et placé juste en aval de la station de pompage. Le dimensionnement se fera en tenant compte des pertes de charges dans la conduite et dans l'étranglement avec les abaques de Meunier-Puech pour un dimensionnement plus précis et plus complet des équipements. Les calculs se font comme suit :

La vitesse de propagation de l'onde est donnée par la formule suivante :

$$c = \sqrt{\frac{\varepsilon}{\rho}} * \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{\varepsilon * D}{Ee}}}$$

C : vitesse de propagation de l'onde

$\varepsilon = 2.10^9$: Coefficient de compressibilité de l'eau (Pa)

$\rho = 1000$: Masse volumique de l'eau (Kg/m^3)

D : Diamètre intérieur de la conduite (m)

E: Module d'élasticité de Young (Pa)

$E = 1.7 . 10^{11}$ *pour une conduite en fonte ductile*

e : Épaisseur de la conduite (m).

Le temps d'un aller-retour de l'onde le long de la conduite est égale à $\frac{2L}{c}$ avec L la longueur de la conduite. Les équipements pour empêcher le phénomène doivent avoir un temps de fermeture supérieur au temps d'un aller-retour de l'onde

On distingue les perturbations rapides et les perturbations lentes. La perturbation rapide entraine une variation $\Delta H = \pm \frac{CVo}{g}$ Dans nos calculs, seules les perturbations totales rapides seront étudiées dans le but d'avoir une idée sur le maximum de pression dans la conduite.

Si la somme de la surpression (ou dépression) ΔH et de la Hauteur Manométrique Totale (HMT) dans les conduites est inférieure à 115% de la pression normale, les dispositifs anti bélier ne sont pas nécessaires.

Etude du phénomène de coup de bélier sur les conduites de refoulement

Tableau 19:Détermination de la variation de charge dans les conduites

Conduite	ΦExt (mm)	Φint (mm)	Epaisseur e (mm)	E (Pa)	C (m/s)	L (m)	2L/C (m)	V0 (m/s)	ΔH (m) (perturbation rapide)	charg norma HMT
Station de Missira	945	900	45	$1.7\ 10^{11}$	1166.19	9500	16.2	1.04	**124.77**	140.35
Relevage de Doumanzana	532	500	32	$1.7\ 10^{11}$	1209.2	550	0.9	0.51	**62.88**	175.02

Tableau 20: Détermination du volume des réservoirs anti bélier dans les condu

Conduite	Dépression dans la conduite	Limite de la dépression Hm*	Hm*/Ho*	B	Volume tuyau (m
Station de Missira	**15,58**				
Relevage de Doumanzana	**-71,09**	160,00	2,60	0,10	107,937

Tableau 21: Détermination de la surpression dans les conduites

Conduite	Charge total de surpression dans la conduite (m)	Pression Nominale de la conduite (mCE)
Station de Missira	**265**	250
Relevage de Doumanzana	**174**	250

Avec des PN 25, les conduites pourront résister à la surpression dans les deux cas néanmoins, pour la sécurité de cause d'une pression négative de la dépression pour la conduite N°2, un ballon anti bélier de 1 m^3 sera placé à la pompage.

III. ETUDE DE LA STRUCTURE DES RESERVOIRS

Les réservoirs au sol et réservoir surélevé viendront en renfort au réservoir de Korofina. Ils desserviront ainsi les zones situées à une altitude plus élevée que celle du réservoir de Korofina et où le réseau de la SOMAGEP-SA est inexistant.

Ils serviront aussi de tampon entre la somme des volumes mobilisés au cours de la journée et la distribution journalière par l'accumulation du surplus d'eau aux heures de faible consommation et sa restitution pendant les heures de fortes consommations. Aussi, il permettra de maintenir une pression acceptable pendant les heures de forte consommation et de contenir le volume de sécurité et la réserve incendie.

Ces deux ouvrages assureront une distribution gravitaire (le réservoir surélevé en zones hautes et le réservoir semi enterré en zones basses).

Le réservoir surélevé sera le premier ouvrage à être exécuté en raison de la domination de sa côte minimale exploitable. La cote terrain naturel à ce point est autour de 530 à 535m.

De ce fait, le refoulement se fera dans un premier temps de la station de pompage de Missira vers le réservoir surélevé de Doumanzana.

Le réservoir semi enterré de Doumanzana et le réservoir surélevé seront implantés dans les quartiers de Sangarébougou. Les sites prévus pour les ouvrages ont été déclaré d'utilité publique. Le réservoir surélevé sera sur un support de 12m.

Le réservoir doit équilibrer les efforts auxquels il est soumis, donc être **résistant**. La fissuration est jugée très préjudiciable, donc l'Etat Limite de Service (ELS) est considéré.
Il doit **durer** dans le temps. Le béton dont il est constitué doit conserver ces propriétés initiales après un contact prolongé avec l'eau potable et conserver la qualité de cette eau.
Il doit aussi constituer pour le contenu, un volume clos sans fuite, donc être **étanche**. Les réservoirs sont classés en quatre catégories selon le principe de réalisation de leur étanchéité. Ainsi nous avons les réservoirs de:

- Classe A : étanchéité assurée par la structure seule
- Classe B : étanchéité assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation
- Classe C étanchéité assurée par un revêtement d'étanchéité, la structure assure uniquement la fonction mécanique
- Classe D : ouvrages construits à l'aide d'éléments préfabriqués

III.1 Estimation du volume des ouvrages de stockages

La réserve de distribution

La capacité de stockages pour le présent projet sera pris égale à 25% de la consommation journalière car la zone d'étude dépasse 200 000 habitants.

$V_{\text{réserve } distribution} = 0{,}25 * Q_{pj}$

Q_{pj} : Débit de pointe journalier

t=20h/jour : temps de pompage

$V_{\text{réserve } distribution} = 11\,792{,}94 \text{ m}^3$

Avec ce besoin, trois ouvrages peuvent être envisagé.

La réserve incendie

Cette réserve d'eau doit toujours être disponible et est estimée à partir du temps pour étouffer un incendie (2h). En général on prévoit un incendie par dispositif de stockage, et un débit de 60 m^3/h.

Seul le dimensionnement de deux ouvrages de stockage totalisant 7 000 m^3 fera l'objet du présent document. Un réservoir semi enterré avec une capacité de 5 000 m^3 et un réservoir surélevé se de 2 000 m^3. Les hypothèses de dimensionnement sont résumées dans le tableau 17

Tableau 22: hypothèses de dimensionnement en béton armé

Hypothèse de calcul béton armé et principales dispositions du fascicule 74 des réservoirs de 5000 m^3 et 2000 m^3	
Type d'ouvrage	Classe A L'étanchéité est assurée par la structure elle-même (f_{c28}=30MPA, dosage du ciment≥ $350kg/m^3$)
Résistance du béton à la compression	f_{c28}=30MPA
Coefficient partiel de sécurité du béton	ɣ=1.5
Poids volumique du béton ɣ*b*	25 kN/m^3
Nuance de l'acier	HA Fe E500
Limite d'élasticité garantie	F_e=500MPA
Coefficient partiel de sécurité de l'acier	ɣ=1.15
Contrainte de traction de l'acier	$\sigma_{st(\text{Mpa})} \leq min\left[\alpha\sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\emptyset s}} + 30\eta; 0.5fe; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right]$ FTP (BAEL)
Durée d'application des charges	≥24h
Poids volumique de l'eau	10 kN/m^3
Poids volumique de la poussée des terres	20 kN/m^3
Charge d'entretien	1kN/m^3
Contrainte admissible du sol	0.2MPa

Enrobage	5cm partie enterré et 3cm pour les parties courantes
Contrainte de traction du béton sur les faces mouillées des parois	$\sigma_b \leq 1.1\theta f_{t28}$ $\theta = 1 + \frac{2e_0}{3h_0}$ en flexion composé e_0 : l'excentricité h_0 : épaisseur de la paroi
Epaisseur minimale	15 cm en classe A
Diamètre des aciers et espacements	En 2 nappes si $h_0 \geq 15\ cm$ $\emptyset \leq \frac{h_0}{10}$ $S \leq \min(1.5\ h_0; 20\ cm)$
Section d'acier	$\geq 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} - \frac{N}{3h_{0f_e}}$ en flexion composée avec N l'effort normal de traction $\geq 0.125\%. h_0. b_0$ pour les HA par face et dans chaque direction $\leq 2\% h_0. b_0$ dans chaque direction
Ouvrages circulaires d'axe vertical	Nappe horizontale intérieure $\leq \frac{A_h}{2}$ Nappe horizontale extérieure $\geq \frac{A_h}{2}$ Acier vertical $A_v \geq \frac{A_h}{4}$
Radier et fonds de réservoir directement posé sur le sol	Radiers monolithes et solidaire des parois verticales $A_s \geq 0.25\% h_0. b_0$ acier HA

III.2. Choix et dimensionnement des éléments du réservoir semi enterré

Le réservoir semi enterré aura une capacité de 5 000 m^3 et sera semi enterré avec une forme plane de 36 m de côté et 4m de hauteur utile d'eau. Une revanche de 1 m est prévue en plus de la hauteur utile. Voir figure 5 ci-dessous.

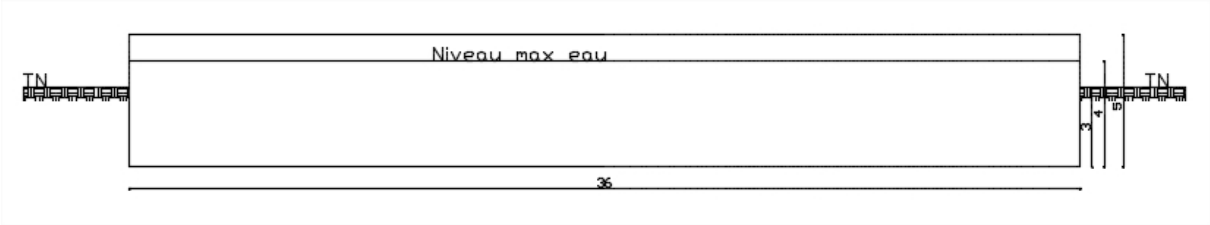


Figure 7: Réservoir semi enterré

La couverture du réservoir sera en dalle reposant sur des poteaux. Les poteaux transmettront leurs charges au radier. Les parois seront en béton armé et le fond sera une dalle directement posé sur le sol.

Le dimensionnement se fera en prenant des tranches de 18 m de côté pour la dalle de couverture et le radier, 9 m pour les parois. Au-delà de ces dimensions, les moments risque d'être assez importante.

- **La dalle de couverture**

Elle ne supporte que son poids propre et la charge d'entretien. Elle sera une dalle pleine en béton armé et posée sur des poteaux à l'intérieur du réservoir (voir figure 6). Ces poteaux sont mis car la portée d'une paroi à l'autre est trop grande pour être franchie sans appuies intermédiaire. La dalle sera reposée sur les parois sur les côtés. Le calcul se fera pour quatre (4) panneaux de dalle de 324 m^2 soit 18m*18m.

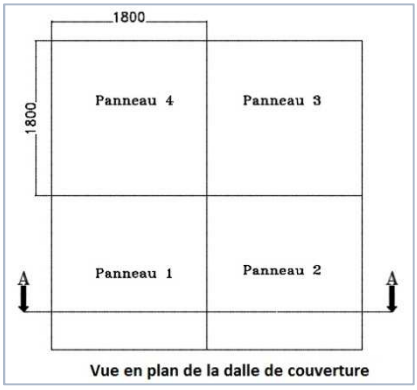


Figure 8 : Vue en plan de la dalle de couverture du réservoir semi enterré

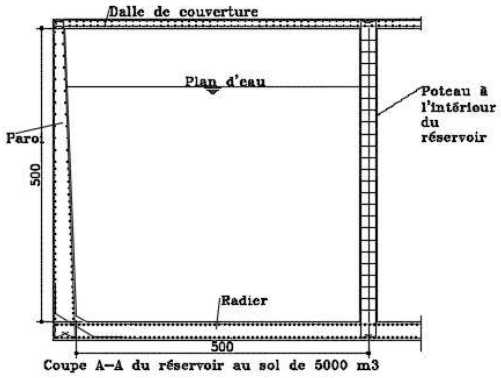


Figure 9: Vue intérieure du réservoir semi enterré

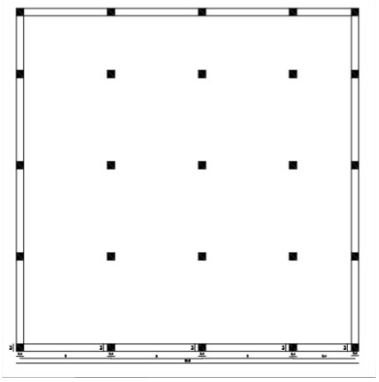


Figure 10: Vue en plan d'un panneau de dalle

Soit l_x la longueur dans le sens de la plus petite portée et l_y la longueur dans l'autre sens. L'épaisseur ho de la dalle est obtenu de sorte que :

$$h_0 = (\frac{l_x}{50}; \frac{l_x}{40})$$

Suivant la valeur du rapport $\alpha = \frac{lx}{ly}$ on distingue deux cas pour le calcul des dalles pleines

Comme nous avons une forme carré, lx=ly d'où $\alpha = 1$.

Pour $0.4 \leq \alpha \leq 1$, la dalle va fléchir dans chacune des portées lx et ly. En supposant que la dalle repose librement sur son pourtour, on obtiendra les moments fléchissant (Mox et

Moy) pour chaque portée lx et ly, maximaux au milieu. Ainsi, les moments de flexion par unité de longueur au centre de la dalle valent :

$\text{Mox} = \mu_x * \text{p} * lx^2$

$Moy = \mu_y * \text{Mox}$

$p = G + Q$ à l'ELS

Avec G le poids propre de la dalle et de l'étanchéité et Q la charge d'entretien.

Les valeurs de μ_x et μ_y sont obtenu en fonction de α. Ainsi pour $\alpha = 1$, $\mu_x = 0.044$ et $\mu_y = 1$ à l'ELS

Les moments Mox et Moy ci-dessus calculés sont sous hypothèses d'articulation sur son pourtour, mais en réalité il faut toujours tenir compte d'un encastrement. Les moments calculés sont donc affectés selon le processus suivant :

En travée :	Sur appuis	En respectant les conditions suivantes
$\text{Mtx} \geq 0.75 * \text{Mox}$ $\text{Mty} \geq 0.75 * \text{Moy}$	$\text{Max} \geq 0.5 * \text{Mox}$ $\text{May} \geq 0.5 * \text{Mox}$	$\text{Mtx} + (\text{Mwx} + \text{Mex})/2 \geq 1.25 * \text{Mox}$ $\text{Mty} + (\text{Mwy} + \text{Mey})/2 \geq 1.25 * \text{Moy}$

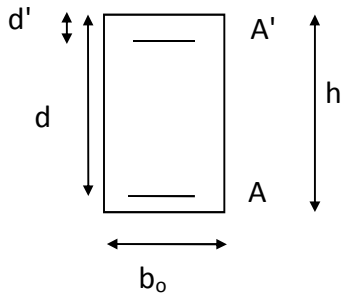
Tableau 23: Calculs des moments de flexion de la couverture du réservoir semi enterré:

Calculs des moments agissants		
α= Lx / Ly	1,00	
Pser= (G +Q)	11,00	KN / m2
µx	0,0440	
µy	1,0000	
M0$_{(x)}$	156,82	KN.m
M0$_{(y)}$	156,82	KN.m
Calcul des moments sur appuis		
Max	47,04	KN.m
May	47,04	KN.m
Calcul des moments en travées		
Mt$_{(x)}$	148,98	KN.m
Mt$_{(y)}$	148,98	KN.m

Détermination des efforts tranchants $V_{rx} = V_{ry} = \frac{P.l_x.l_y}{2l_y+l_x}$

Connaissant les moments maximaux au niveau des travées, le ferraillage se calcule comme celui d'une poutre rectangulaire $h_o * b_o$ (b_o=1m) en **flexion simple** dans chaque direction.

Organigramme de dimensionnement d'une poutre rectangulaire à l'ELS en fissuration très préjudiciable.



P_{ser}/M_{ser}

$$\overline{\alpha}_1 = \frac{15.\overline{\sigma}_{bc}}{15.\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s}$$

$$\mu_{rb} = \frac{1}{2}.\overline{\alpha}_1\left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3}\right)$$

$$M_{rb} = \mu_{rb}.b_o.d^2.\overline{\sigma}_{bc}$$

Si $M_{rb} \geq M_{ser}$

A' = 0

$$\mu_s = \frac{M_{ser}}{b_o.d^2.\overline{\sigma}_s}$$

$$\delta' = \frac{d'}{d}$$

$$z_b = \frac{15}{16}.d.\frac{40.\mu_s + 1}{54.\mu_s + 1}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z_b.\overline{\sigma}_s}$$

Si $M_{rb} < M_{ser}$

A' ≠ 0

$$\sigma_{sc} = 15.\overline{\sigma}_{bc}.\frac{\overline{\alpha}_1 - \delta'}{\overline{\alpha}_1} \quad \text{et}$$

$$A' = \frac{M_{ser} - M_{rb}}{\sigma_{sc}(d - d')}$$

$$\overline{z}_{b1} = d\left(1 - \frac{\overline{\alpha}_1}{3}\right)$$

$$A_{ser} = \frac{M_{rb}}{\overline{z}_{b1}.\overline{\sigma}_s} + A'_{ser}\frac{\sigma_{sc}}{\overline{\sigma}_s}$$

Tableau 24: Dispositifs pour le calcul des aciers de la couverture du réservoir sémi enterré

Dispositifs constructif	
Armatures	$\Phi_{\text{lmax}} \leq \frac{ho}{10}$
	Esp = min (1.5h ; 20 cm) En fissuration très préjudiciable avec $\Phi \geq$ 8mm
	$Ay\ et\ Ax \geq 8ho$ Pour $\Phi \geq 6mm$
Conditions de déformation	$\begin{cases} \frac{ho}{lx} \geq \frac{Mtx}{20Mox} \\ \frac{Ax}{bo.d} \leq \frac{2}{fe} \end{cases}$ $pour\ satisfaire\ la\ condition\ de\ deformation$
Condition de non poinçonnement	Pas de charge ponctuelle, donc pas de vérification
Vérification à l'effort tranchant V_u	$\begin{cases} largeur\ b\ de\ la\ dalle\ \geq 3h_0 \\ \tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \end{cases}$

Epaisseur de la dalle de couverture 40 cm

Section de HA 20 esp 12 cm en travée en double nappe dans chaque direction

Section de 4 HA 16 sur appui (40 cm*40cm)

- **Les parois**

Deux méthodes de calculs sont utilisées pour le dimensionnement des réservoirs rectangulaire : la méthode des tranches verticales et les méthodes des tranches horizontales. Pour une hauteur d'eau supérieure à 3m, les efforts deviennent très importants dans les parois longitudinales et transversales. La méthode de calcul utilisée dans ce cas sera celui des tranches horizontales. Cette méthode consiste à diviser le réservoir en des tranches de 1m de hauteur soumis à la pression hydrostatique à la base de la tranche considérer pour ne pas sacrifier la sécurité de l'ouvrage. On obtient ainsi une série de cadre fermé de côté 36m. Pour la détermination des sections d'acier les combinaisons d'actions à considérées sont :

- le réservoir rempli avec poussées des terres
- le réservoir vide avec poussée des terres
- le réservoir rempli sans poussée de terres

Le réservoir rempli avec poussée des terres qui donne en générale des sections d'acier plus économique, les calculs se feront donc avec ce cas de figure.

Elles seront donc dimensionnées en flexion composé avec la résultante des efforts normaux Lorsque le réservoir est vide, la poussée des terres tend à comprimé la paroi et lorsqu'il est rempli, il se met en traction

Les parois sont soumises :

- ✓ à un effort normal de traction due à la charge de l'eau de valeur (réservoir rempli) et un effort normal de compression due à la poussée des terres (réservoir vide) $Ntc = \frac{q_i * c}{2}$
- ✓ et un moment de flexion aux angles et dans les travées
  - ➢ Aux angles : $Ma = \frac{q_i * (c^3 + c^3)}{12(c+c)}$
  - ➢ En travée : $Mtc = \frac{q_i c * c}{8} - Ma$

Avec q_i la resultante de la charge de l'eau et celle du poids des terre sur la paroi

La charge de l'eau à la base de la tranche considérée est : $q_{eau} = \gamma_{eau} * h_i$

La poussée des terres à la base de la tranche $q_{terre} = \gamma_{terre} * h$

avec h la hauteur de terre sur les parois

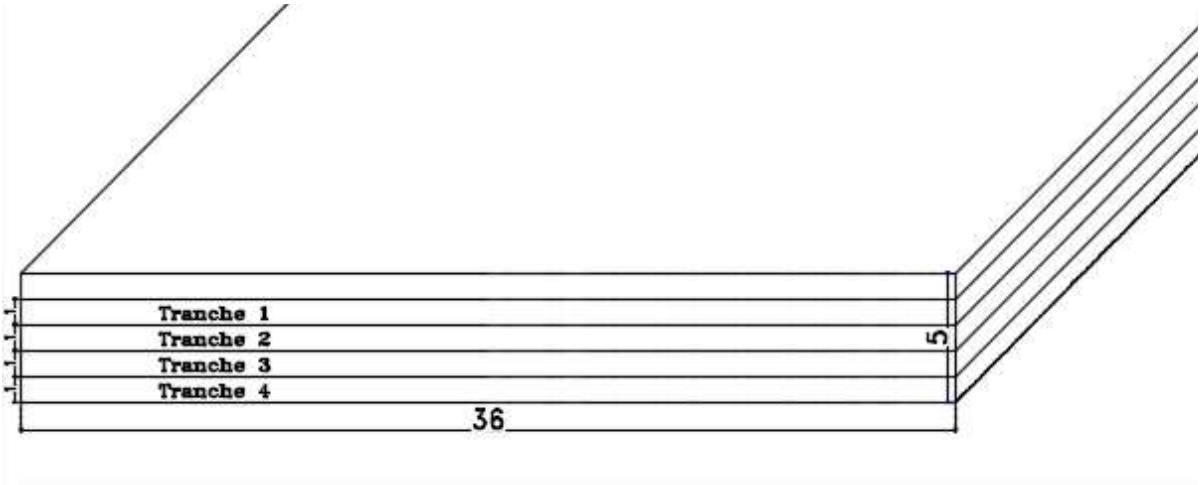


Figure 11: réservoir semi enterré subdivisé en tranche

Dimensionnement en **flexion composé** en FTP et avec les règles du fascicule 74 dans les cas du réservoir rempli avec les poussées des terres. La force agissante sera donc la résultante de l'effort normal de traction due à la charge de l'eau et de l'effort normale de compression due à la poussée des terres:

Tableau 25:Eléments de dimensionnement en flexion composée en section partiellement tendue du réservoir semi enterré

	Aciers principaux	
$q_i = q_{eau} - q_{terre}$		$Ntc = \frac{q_i * c}{2}$
$Mai = \frac{q_i * (c^3 + c^3)}{12(c+c)}$		$Mtci = \frac{qc * c}{8} - Ma$
	Excentricité $e_0 = \frac{Mtc}{Ntc}$	
Si $e_0 > d - \frac{h_0}{2}$ **Section de béton partiellement tendu**		Sinon, section entièrement tendu
$E_a = e_0$-$(d - \frac{h_0}{2})$		
Moment de flexion fictif $M_{ser\,fictif} = N_{tc} * E_a$		
Le dimensionnement se poursuit comme celui d'une poutre rectangulaire de section $h_0 * b_0$ $(b_0 = 1m)$		
	Acier de répartition	
Moment d'encastrement au niveau de la dernière tranche $M_{encas} = \frac{q_i.b_0}{2}$		
$Asr = \max(\frac{A_{ser}}{3}; \frac{M_{encas}}{\sigma_{st}})$		

Tableau 26:Moment et effort normal dû à la charge de l'eau dans les parois et sur appuis du réservoir semi enterré

N°	hi(m)	qi (KN/ml)	Mai (MNm)	Mtci (MNm)	Nci (MN)
1	1	10	0,068	0,033	0,045
2	2	13.4	0,09	0,045	0,06
3	3	16.8	0,1134	0,057	0,076
4	4	20.2	0,136	0,068	0,091

Tableau 27:Récapitulatif du ferraillage de la paroi du réservoir semi enterré

	Paroi		
	Epaisseur	Armatures principaux par nappes	Armatures de répartition par nappe
Tranche 1	25 cm	HA 12 esp 12cm	HA 12 esp 12 cm
Tranche 2	25 cm	HA 12 esp 12 cm	
Tranche 3	25 cm	HA 12 esp 12 cm	
Tranche 4	25 cm	HA 16 esp 12 cm	
Encastrement paroi_radier		HA 32 esp 12 cm	
Appuis			
100 cm * 25 cm		HA 16 esp 12 cm	HA 10 esp 40 cm pour les aciers transversaux

- **Les poteaux**

Les poteaux supportent leurs poids propre et les charges provenant de la dalle couverture. (voir figue 10. Ils seront espacés de 5 m entre axe dans les deux sens et une longueur de 5m.

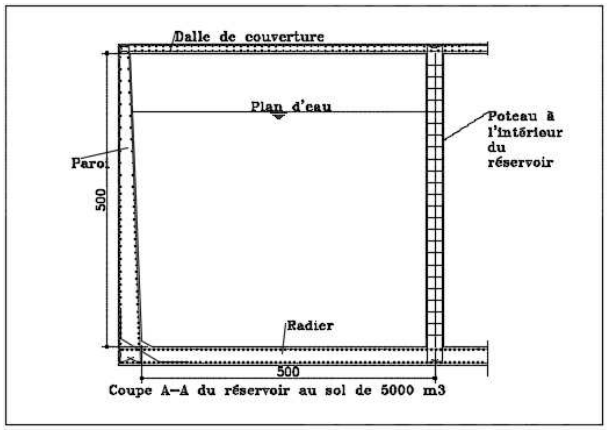


Figure 12: vu intérieure du réservoir semi enterré

Tableau 28: Dimensionnement des poteaux à l'intérieur du réservoir semi enterré

Données				
Dimensions du poteau	Grand côté du poteau	**h =**	**0,40**	**m**
	Petit côté du poteau	**b =**	**0,40**	**m**
Longueur		Lo =	5	m
Effort ultime= G + Q		Nu =	0,65	MN
Nu/2 appliq. avt 90 j ===>> K= 1.1	Le coefficient réducteur	K =	1,1	
Résultats				
Section théorique d'acier	[(Nu / a) - ((Br x Fc28) / 1.35)] x (1.15 / Fe)	Ath =	-51,56	cm²
Section maximale d'acier	(5 % B)	A.maxi =	80,00	cm²
Section de calcul minimale	maxi (0.2 % B ; 4 x u ; Ath)	Asc =	6,40	cm²
Control : Asc < A.maxi		**Contrôle:**	**vérifié**	
Diamètre des armatures comprimées		fl =	16	mm
nombre d'acier			4	
Diamètre des aciers transversaux	ft < (fl / 3)	ft =	8	mm
Espacement des aciers transversaux	si Ath < Asc : St = mini (a+10 cm ; 40 cm)			
	sinon : St = mini (a+10 cm ; 15 fl ; 40 cm)	St =	40	cm
Jonctions par recouvrement		Lr =	48	cm
Dispositions constructives				
Espacement maxi des aciers comprimés	esp < (a +10 cm)		vérifié	
Armatures longitudinales	si l < 35 =>> A_{sc} à placer dans les angles			
	si l > 35 =>> A_{sc} à placer le long de b		vérifié	

Choix : poteau de 40 cm * 40 cm armé avec 4 HA 16 en acier principaux et HA 8 esp 40 cm pour les aciers transversaux.

- **Le fond**

Considérons une contrainte admissible du sol est de 0.2MPA. Le fond est un radier et supporte toutes les charges depuis la dalle de couverture.

Tableau 29: Descente de charge sur le radier du réservoir semi enterré

Action de l'ouvrage sur le sol		
$h_o = (l_x/40; l_x/50)$		
longueur l_x	18	m
longueur l_y	18	m
Poids propre de la dalle de couverture	3, 24	MN
Charge d'entretien sur la dalle de couverture	0,324	MN
Charge due à l'eau	12, 96	MN
Charge de la paroi et des poteaux sur le radier	1.44	MN
L'épaisseur du radier h_o	0,40	m
Poids propre du radier	3, 24	MN
Le poids propre du radier, celui du liquide et de la paroi	0,072	MN/m^2
Capacité portante du sol	0,20	MN/m^2

La capacité portante du sol étant supérieure à l'influence du poids propre du radier sur le sol. Il sera dimensionné comme une dalle renversé qui supporte l'ensemble des charges transmis depuis la dalle de couverture ce dernier sera armé.

Epaisseur 70 cm

Section de HA 32 esp 12 cm par face et dans chaque direction.

Tableau 30: Armatures du réservoir semi enterré

Eléments	**Dimensions**	**Ferraillage**
Dalle de couverture	**$e = 40\ cm$ (double nappe d'armature)**	**Principaux HA 20 esp 12 cm** **Répartition HA 20 esp 12 cm**
(poteaux)	**$40cm \times 40cm$**	**Principaux 4 HA 16** **Transversaux HA 10 esp 40 cm**
Paroi	**$e = 25\ cm$ (double nappe d'armature)**	**Tranche 1 HA 12 esp 12 cm** **Tranche 2 HA 12 esp 12 cm** **Tranche 3 HA 12 esp 12 cm** **Tranche 4 HA 16 esp 12 cm** **Répartition HA 12 esp 12 cm**
Appui des parois	**$100cm \times 25cm$ (double nappe d'armature)**	**HA 16 esp 12 cm**
Encastrement paroi radier		**HA 32 esp 12 cm**
Radier	**$e = 70cm$ (double nappe d'armature)**	**Principaux HA 32 esp 12 cm** **Répartition HA 32 esp 12 cm**

III.3. Choix et dimensionnement des éléments du réservoir surélevé

Les formes cylindrique, tronconique et cylindro tronconique sont généralement utilisées pour les réservoirs surélevés. La hauteur utile d'eau dans la cuve est de 6,75 m.

Le réservoir surélevé sera en béton armé de classe A. Le dimensionnement se fera avec une forme cylindro tronconique avec une couverture et un fond en forme de coupole sphérique reposant sur une tour.

Tableau 31: Paramètre de détermination des caractéristiques dimensionnelles du réservoir surélevé

Choix des dimensions de la cuve			
Volumes à additionner			
Partie cylindrique	Rayon de la cuve	r1=	12
	Hauteur de la partie cylindre	h1=	2,75
	Volume = $\pi \times r_1^2 \times h_1$	V1=	1 244
Partie tronconique		r2=	3
		h2=	4
	Volume= $\frac{1}{3}\ \pi \times ({r_1}^2 + r_1 r_2 + {r_2}^2) \times h_2$	V2=	791
Total		**Vadd.=**	**2035**
Volumes à retrancher			
Coupole inférieure	Rayon de la coupole inférieure	R2=	6,375
	Flèche de la coupole inférieure	f2=	0,75
	Volume =$\frac{1}{3}\ \pi \times {f_2}^2 (R_2 - \frac{f_2}{3})$	V4=	10,8
Cheminée	Rayon de la cheminée	r3=	0,5
	Hauteur de la cheminée à soustraire	H=	6,75
	Volume= $\pi \times r_3^2 \times H$	V5=	5,4
Total		**V ret.=**	**16,2**
Volume réel de la cuve	V= Vadd.- V ret.		**2019**
Volume projet	**Vp =**		**2000**

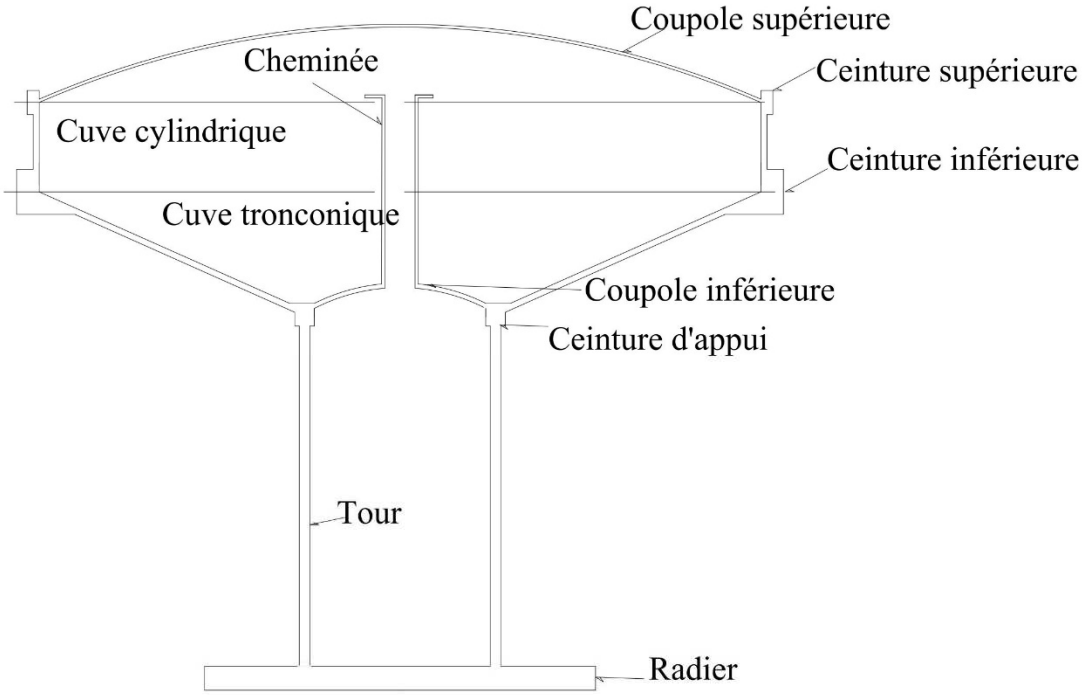


Figure 13:Vue général du réservoir surélevé

- **La coupole de couverture**

Elle sert de couverture à la cuve. Elle supporte des charges permanentes et variables. Les charges permanentes regroupent le poids propre de l'ouvrage, celui de l'étanchéité et comme charge variable il n'y a que la charge d'entretien. Ces charges induisent un effort normal de traction N décomposé suivant une composante verticale P1 et une composante horizontale Q2

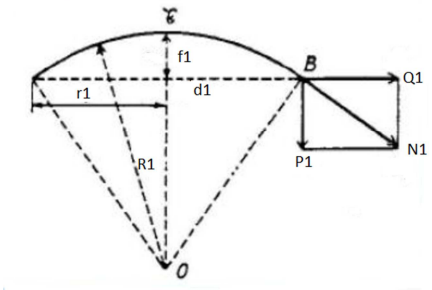


Figure 14:Coupole supérieure

Sur la figure 13 ci-dessous l'organigramme de calcul des aciers dans chaque direction

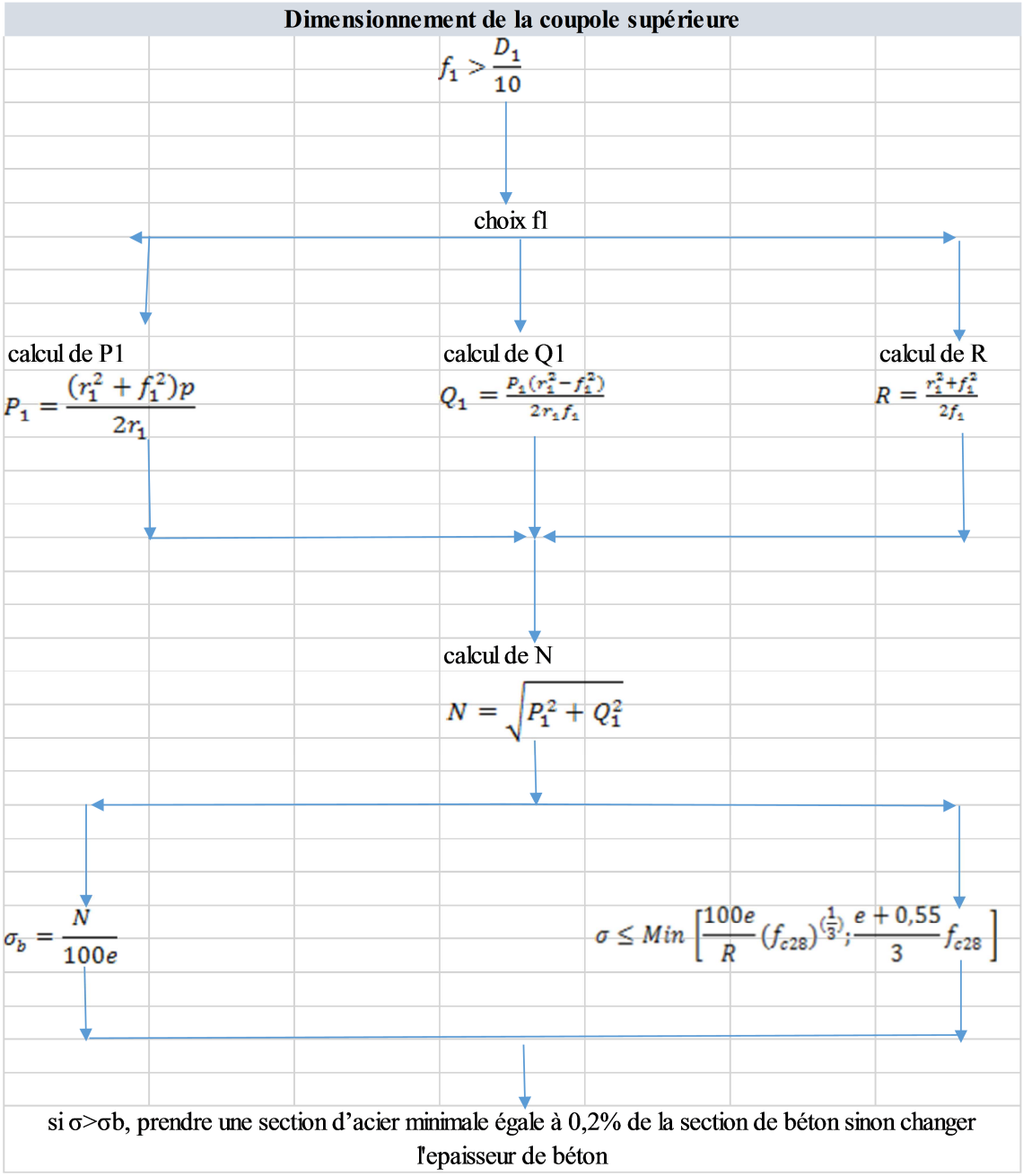


Figure 15: organigramme de calcul de la coupole supérieure

Avec

f(m) la flèche

$D_{int}(m)$ le diamètre intérieur

R (m) le rayon de la coupole supérieure

r(m) le rayon de la cuve cylindrique

p(KN/m^2) la charge par mètre carré de surface

P1 (KN/ml) la charge verticale par mètre linéaire provenant de la coupole supérieure

Q1 (KN/ml) la charge horizontale par mètre linéaire provenant de la coupole supérieure

N (KN/ml) l'effort normal

$\sigma_b(MPa)$ La contrainte dans le béton

e (m) l'épaisseur de la coupole

σ (MPa) la contrainte admissible dans le béton

fc28 (MPa) la résistance du béton à 28 jrs

Si $\sigma > \sigma_b$ alors prendre une section d'acier minimale

Diamètre intérieure 24 m

Flèche 2.5 m

Epaisseur 10 cm

La coupole sera armée de HA 10 esp 15 cm dans chaque direction en une seule nappe

- **La ceinture supérieure**

C'est une poutre servant de liaison entre la coupole supérieure et la cuve (voir figure 14). Elle reprend linéairement les efforts de traction normaux horizontaux provenant de la coupole supérieure et celui due à la portion de hauteur de l'eau s'exerçant sur la ceinture au cas où ce dernier est immergée. N'étant sollicitée que par des efforts de traction, elle sera dimensionnée comme tirant dont la section de béton à une forme rectangulaire avec les dimensions à déterminer. C'est dans cette section de béton que les aciers de la paroi de la cuve et ceux de la coupole viendront s'ancrés.

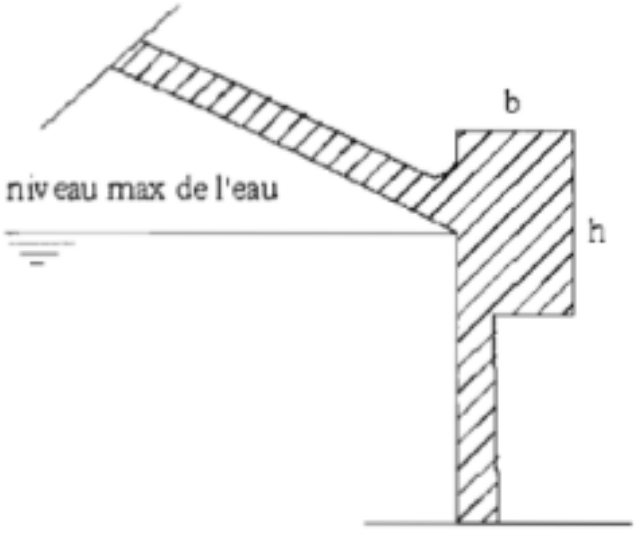


Figure 16: ceinture supérieure

Sur la figure 15 ci-dessous, l'organigramme de calcul des sections principaux et du diamètre des aciers de répartition.

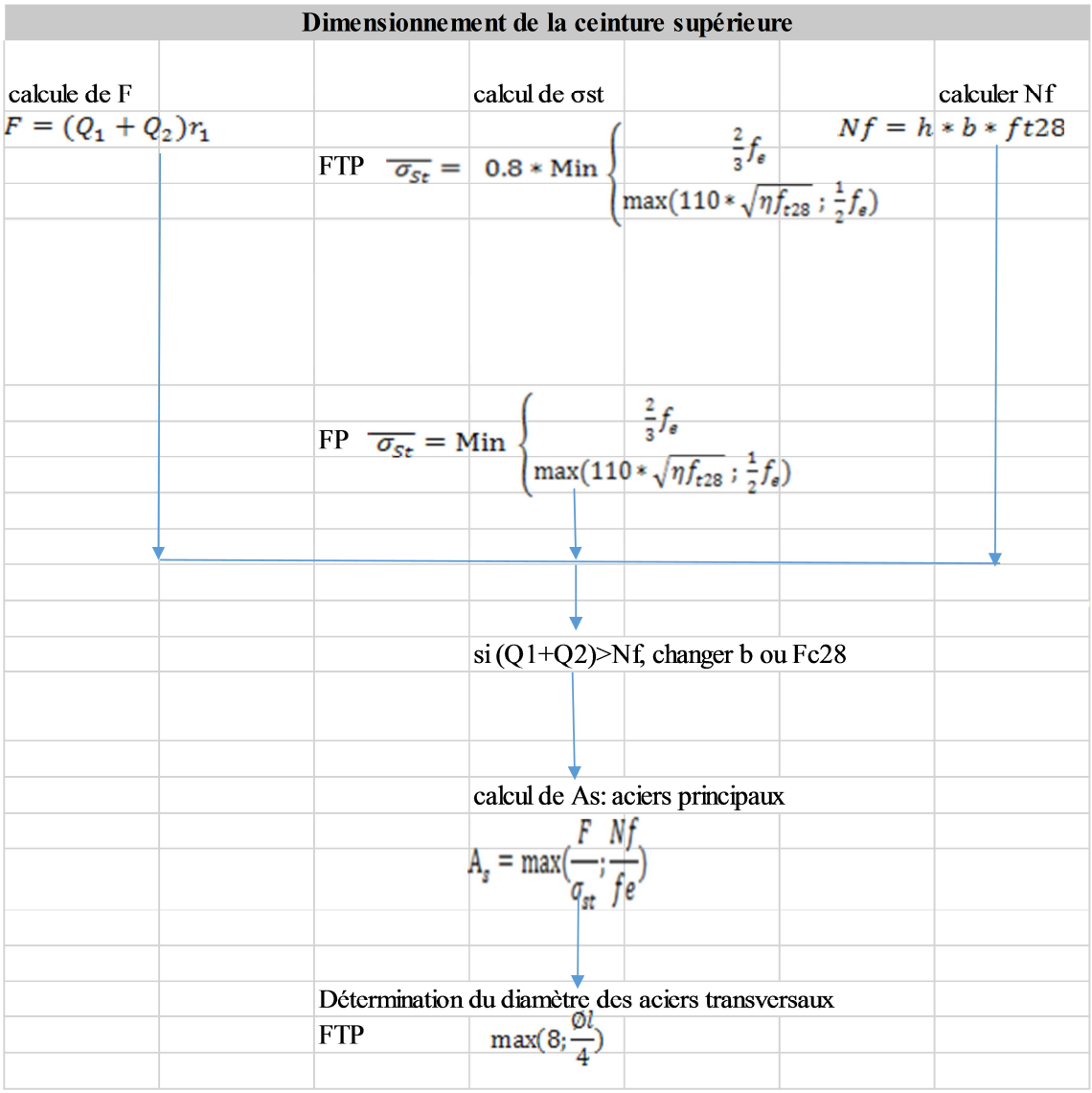


Figure 17 l'organigramme de calcul des sections principaux et du diamètre des aciers de répartition.

F (KNm/ml) l'effort de traction dû à la poussée de la coupole supérieure

Q1 (KN/ml) la charge horizontale par mètre linéaire provenant de la coupole supérieure

Q2 (KN/ml) la charge due à l'eau au cas où la ceinture est immergée

r(m) le rayon de la cuve

$\sigma_{st}(MPa)$ La contrainte admissible de l'acier

Fe (MPa) la limite d'élasticité de l'acier

η le coefficient de fissuration qui dépend de l'adhérence. Elle est égale à 1.6 pour les HA

F_{t28} (MPa) la résistance caractéristique du béton à la traction au bout de 28 jours

Nf (KNm/ml) l'effort provoquant la fissuration

h(m) hauteur de la ceinture

b(m) base de la ceinture

As (cm^2) la section d'acier

$\emptyset l(mm)$ (Diamètre de l'acier longitudinal)

FTP (fissuration très préjudiciable)

FP (fissuration préjudiciable)

Diamètre 24 m

La ceinture supérieure aura une forme rectangulaire de 40 cm* 80 cm armé de 16 HA 20 au niveau des cerces et de HA 10 esp 40 cm comme aciers transversaux.

- **La cuve cylindrique**

C'est la partie destinée à contenir l'eau, elle est donc soumise à la pression hydrostatique. Pour la détermination des armatures, le réservoir sera décomposé en anneaux horizontaux de hauteur unité. Un anneau est soumis à un effort de traction tangentiel N calculé à l'aide de la pression horizontale de l'eau à la base de l'anneau considérée. L'épaisseur de la paroi est supposée constante sur toute la hauteur de la cuve pour simplifier la réalisation. Seul la section d'acier ou leur espacement sera variable d'un anneau à un autre.

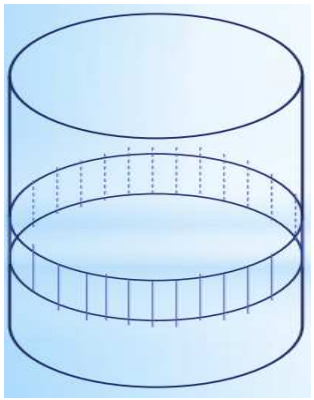


Figure 18 : Cuve cylindrique

Ci-dessous dans la figure 17, l'ordre des calculs pour le dimensionnement de la cuve cylindrique :

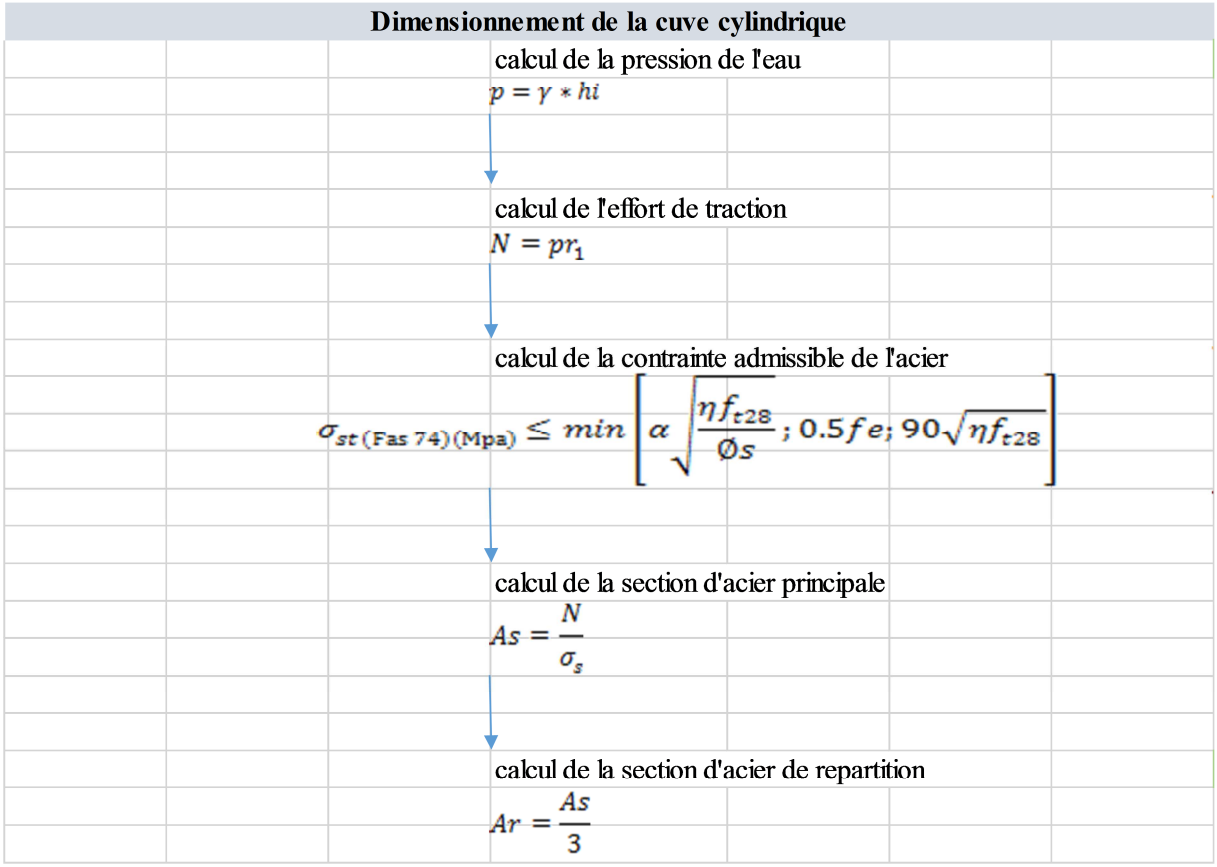


Figure 19 Organigramme de calcul des aciers de la cuve cylindrique

Avec

p(kN/m^2) la pression de l'eau à la base de chaque anneau

ɣ (kN/m^3) poids volumique de l'eau

h_i(m) hauteur de l'eau à partir du plan d'eau jusqu'à la base de l'anneau considéré

r(m) le rayon de la cuve.

N (kN/ml) l'effort de traction tangentiel dû à l'eau dans l'anneau considéré

$\sigma_{st}(MPa)$ La contrainte admissible de l'acier donnée par le fascicule74

f_{t28} (Mpa) : Résistance caractéristique du béton à la traction

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 * fc28$

η : Coefficient de fissuration de l'acier. Il est égal à 1.6 pour les HA

$\emptyset s(m)$: Diamètre de l'acier

α =240 dans le cas général

fe (MPa): Limite élastique de l'acier (fe E500)

As (cm^2) la section d'acier principale placée au niveau des cerces

Ar (cm^2) la section d'acier de répartition disposée verticalement dans chaque anneau

Diamètre intérieur 24 m

Hauteur d'eau 2.75 m

Epaisseur 20 cm

Tranche 2 (la plus sollicitée): HA 14 esp 15 cm au niveau des cerces et HA 8 esp 15 cm comme aciers de répartition.

Tranche 1 : HA 10 esp de 15 cm au niveau des cerces et HA 8 esp de 15 cm comme aciers de répartition

- **La ceinture inférieure**

La ceinture inférieure est une poutre servant de liaison entre la paroi cylindrique et la paroi tronconique (voir figure 18). Elle sera de forme rectangulaire dont les dimensions sont à déterminer. Les charges verticales P' provenant de la coupole supérieure, de la ceinture supérieure et de la paroi cylindrique se décomposent en une force horizontale Q' et en une force dirigée suivant les génératrices du tronc de cône C'. La ceinture reçoit la force horizontale Q' et la poussé de l'eau Q_{eau} sur la hauteur de la ceinture. C'est transmise par le tronc de cône jusqu'à la ceinture d'appui.

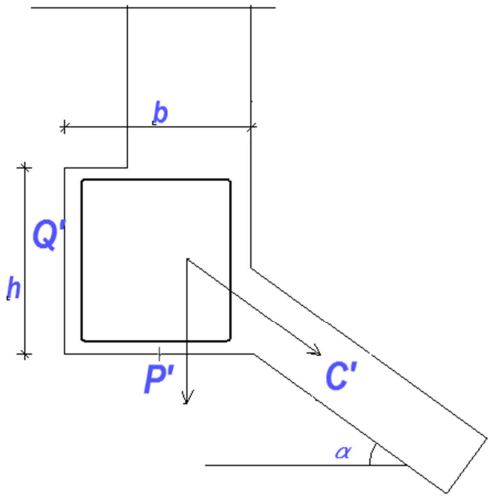


Figure 20 : Ceinture inférieure

Le dimensionnement de la ceinture inférieure suit l'organigramme ci-dessous sur la figure 19:

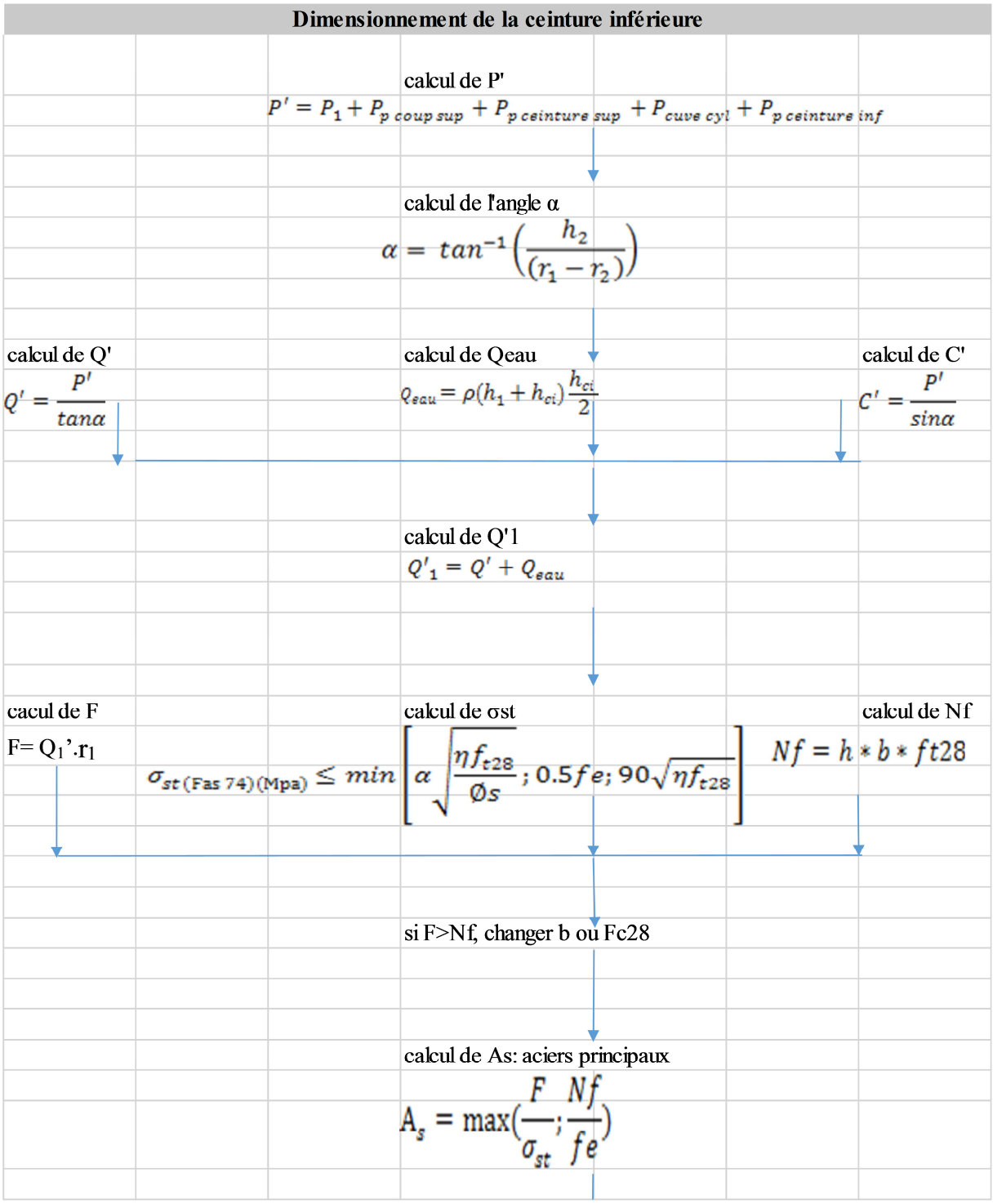


Figure 21: Organigramme de dimensionnement de la ceinture inférieure

Avec

P' (kN/ml) l'ensemble des charges provenant de la coupole supérieure, de la ceinture supérieure et de la cuve cylindrique

P_1 (kN/ml) charge linéaire verticale provenant de la coupole supérieure

$P_{p\ coup\ sup}$ (kN/ml) poids propre de la coupole supérieure

$P_{cuve\ cyl}$(kN/ml) poids propre de la cuve cylindrique

α (rd) angle entre la base de la partie tronconique et l'horizontale

h_2 (m) hauteur de la partie tronconique

r_1 (m) rayon de la cuve cylindrique

r_2 (m) rayon de la cuve tronconique

Q' (kN/ml) force horizontale issue de la décomposition de P'

Q_{eau} (kN/ml) charge de l'eau agissant sur la ceinture inférieure

H_1 hauteur de la cuve cylindrique

h_{ci} (m) hauteur de la ceinture inférieure

ɣ (kN/m^3) poids volumique de l'eau

C' (kN/ml) force dirigé suivant les génératrices du tronc de cône issue de la décomposition de

Q_1 (kN/ml) poussé totale sur la ceinture inférieure

F (kN) la force de traction sur la ceinture inférieure

b_{ci} (base de la ceinture inférieure)

Diamètre 24 m

La ceinture inférieure aura une forme rectangulaire de 75 cm* 150 cm armé de 56 HA 20 au niveau des cerces et de HA 10 esp 40 cm comme aciers transversaux.

- **Partie tronconique**

Elle est destinée à contenir une partie de l'eau. Elle est soumise à un effort de traction et de compression due à son poids propre et au poids de l'eau. La détermination de ses sections d'aciers suit l'ordre suivant sur les figures 20 et 21

Dimensionnement de la paroi tronconique

Détermination des aciers principaux

Calcul de F1

$$F_1 = \frac{\gamma(r_1 - r_2)}{sin\alpha\, cos\alpha}\left[h\left(r_2 + \frac{r_1 - r_2}{2}\right) - \left(\frac{r_2}{2} + \frac{r_1 - r_2}{3}\right)(r_1 - r_2)tan\alpha\right]$$

Calcul de F2

$$F_2 = \frac{\gamma_b \times e \times (r_1 - r_2)}{sin\alpha}\left(r_2 + \frac{r_1 - r_2}{2}\right)$$

cacul de F

F= F1+F2

calcul de σst

$$\sigma_{st\,(Fas\ 74)(Mpa)} \leq min\left[\alpha\sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\emptyset s}}; 0.5fe; 90\sqrt{\eta f_{t28}}\right]$$

calcul de Nf

$$Nf = h * b * ft28$$

si F>Nf, changer b ou Fc28

$$A_s = \frac{F_1 + F_2}{\sigma_s}$$

$$A_{s\,min} = 0.125\% * e * b$$

As retenu

$$A_{s\,retenu} = \max(A_s; A_{s\,min})$$

Figure 22: Organigramme de dimensionnement des aciers principaux de la paroi tronconique du réservoir surélevé

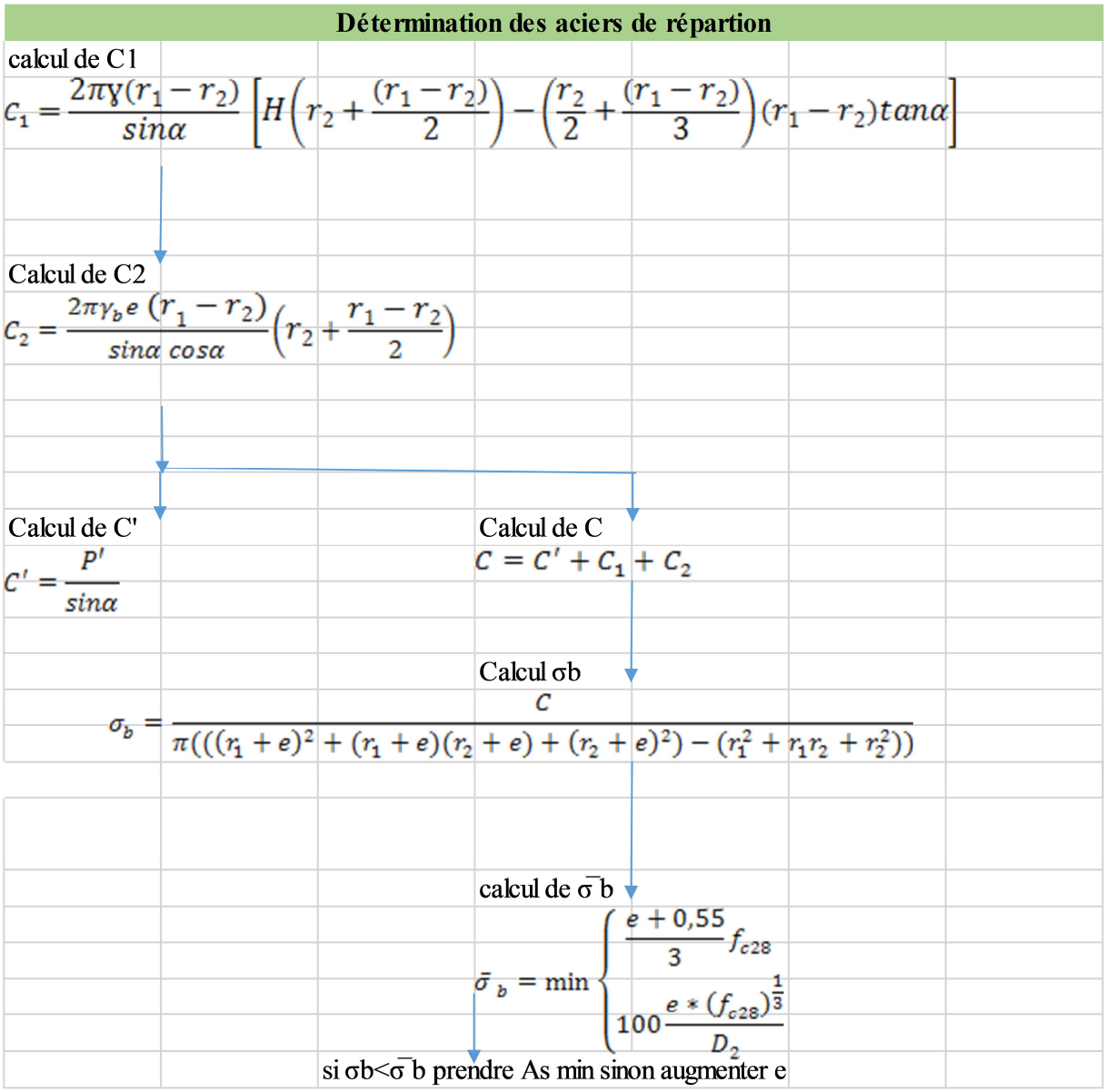


Figure 23: Organigramme de dimensionnement des aciers de répartition de la paroi tronconique du réservoir surélevé

Diamètre partie sup : 24 m

Diamètre partie inf : 6 m

Hauteur d'eau : 4 m

Epaisseur : 20 cm

Aciers principaux cerces HA 20 esp 12 cm

Aciers de répartition HA 10 esp 12 cm

- **Le fond**

Elle sera sous forme de coupole, son dimensionnement suit le même organigramme que la coupole supérieure sur la figure 13. La section d'acier minimale représente 0.3% de la section de béton. Elle est soumise au poids propre de l'eau.

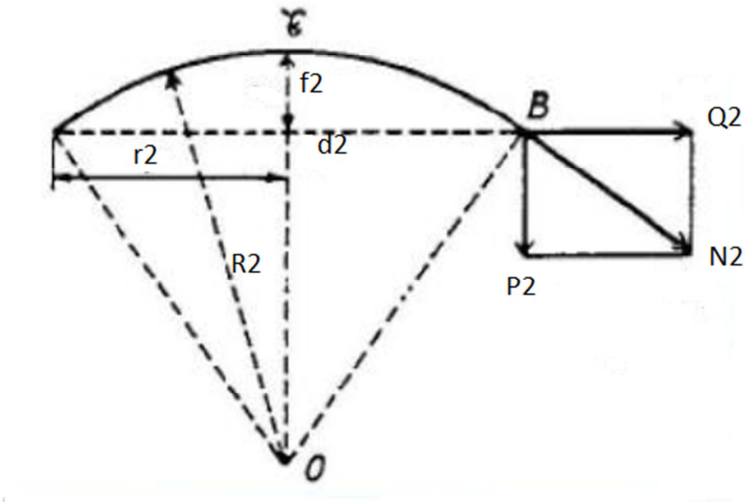


Figure 24:Coupole inférieure

Diamètre 6 m

Epaisseur 15 cm

Flèche 0.75 m

La coupole armée de HA 10 esp 20 cm par nappe et dans chaque direction en une double nappe.

- **La cheminé**

Elle travaille à la compression. Pour une tranche de 1m de hauteur, l'effort de compression est égale à $F = Pr$

Avec P la pression de l'eau et r le rayon de la cheminé. Cet effort étant proportionnel à la pression de l'eau, elle sera prise au niveau de la dernière tranche car elle y est maximale

(Voir figure 23 ci-dessous pour le cheminement suivi pour les calculs de la cheminé)

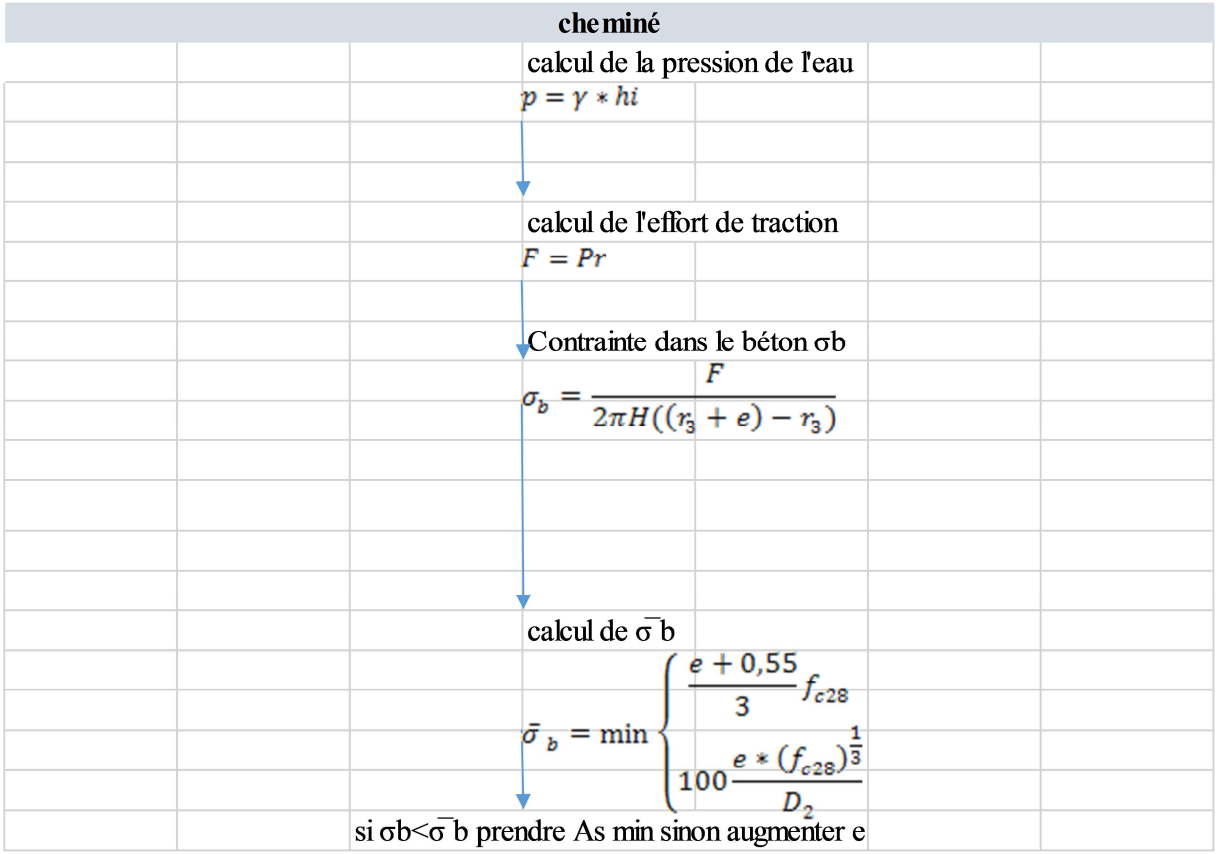


Figure 25: Organigramme de dimensionnement des aciers au niveau de la cheminé du réservoir surélevé

La cheminé aura une épaisseur de 10 cm armé de HA 10 esp 20 cm dans chaque direction en une seule nappe.

- **Ceinture d'appui**

Elle équilibre les poussées horizontales et verticales provenant de la coupole inférieure et de la partie tronconique (voir figure 24 ci-dessous). Le support étant une tour, la ceinture est une poutre rigide qui sera armé à la compression. La section d'acier minimale représente 0.3% de la section de béton.

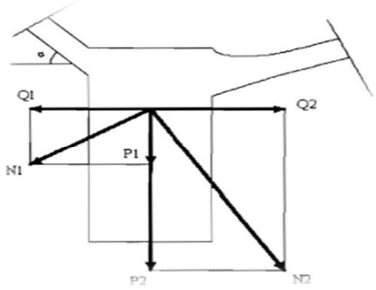


Figure 26: Ceinture d'appui

Le dimensionnement de la ceinture d'appui suit l'organigramme de calcul ci-dessous sur la figure 25:

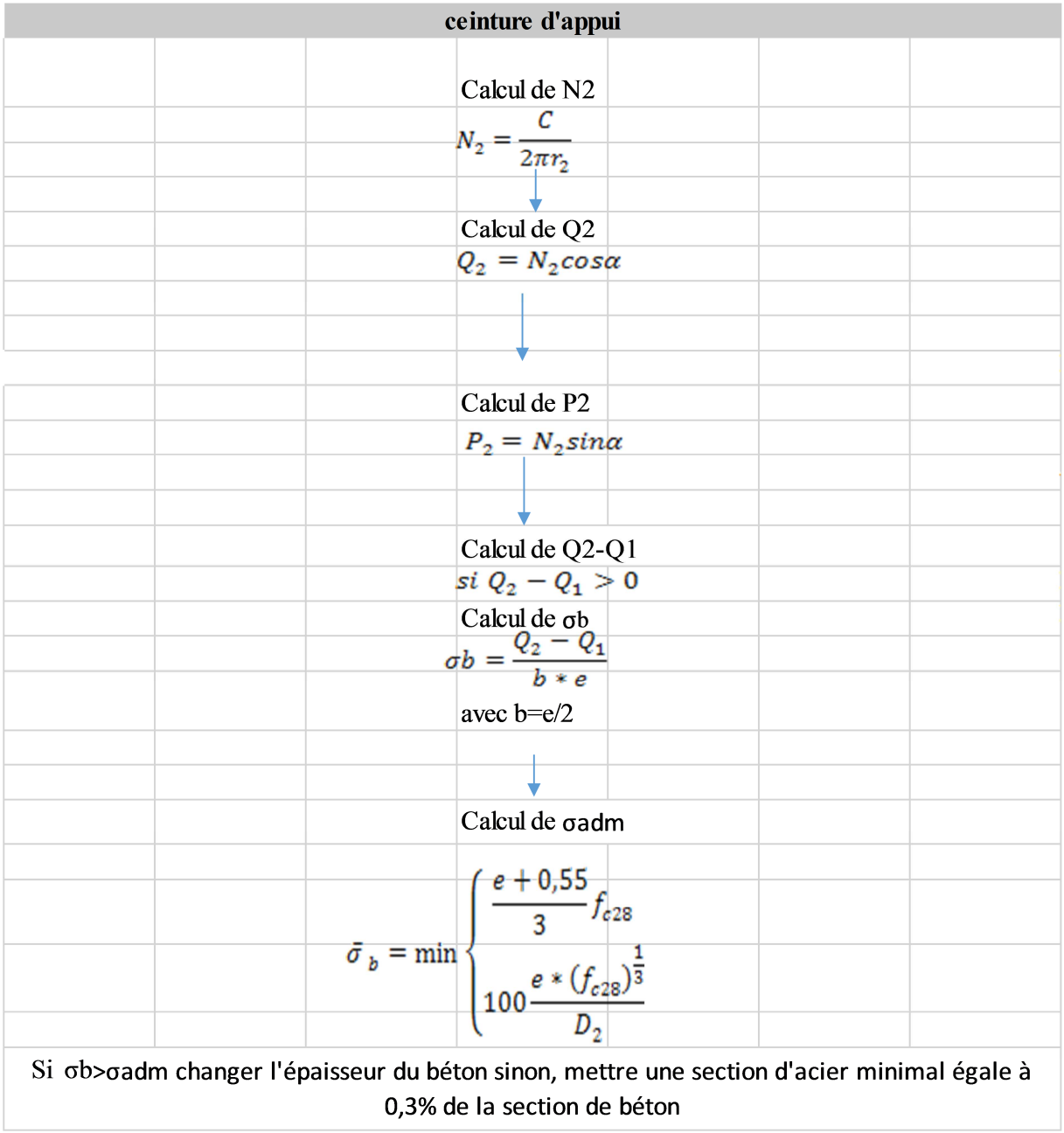


Figure 27: Organigramme de dimensionnement de la ceinture d'appui du réservoir surélevé

La ceinture d'appui aura une forme rectangulaire de 35 cm* 70 cm armé de 8 HA 20 au niveau des cerces et de HA 10 esp 40 cm comme aciers transversaux.

- **La tour**

Une tour supportera les toutes les charges depuis la coupole jusqu'à la ceinture d'appui. Elle permet d'abriter l'escalier d'accès et les équipements hydrauliques Ci-dessous, en figure 26 l'organigramme de calcul des aciers et épaisseur de la tour

tour

Choisir le diamètre de la tour et son épaisseur

Déterminer l'ensemble des charges sur la tour

$$N = P_{coup\,sup} + P_{ceinture\,sup} + P_{cuve\,cyl} + P_{ceint\,inf} + P_{cuve\,tronc} + P_{ceint\,app} + P_{chéminé} + P_{coup\,inf} + P_{eau} + P_{tour}$$

Détermination de la contrainte de compression du béton

$$\sigma_b = \frac{4N}{\pi({D_{ext}}^2 - {D_{int}}^2)}$$

Calcul de la contrainte admissible dans le béton

$$\bar{\sigma}_b = \min \begin{cases} \frac{e + 0{,}55}{3} f_{c28} \\ 130 \frac{e(f_{c28})^{\frac{1}{3}}}{D} \end{cases}$$

Si σb<σadm alors la tour sera armé avec une section d'acier minimale égale à 0,25% de la section de béton

Figure 28: Organigramme de dimensionnement de la tour

Epaisseur 35 cm
La tour sera armée de HA 10 esp 15 cm par nappe et dans chaque direction

- **Etude de la stabilité au vent du réservoir surélevé et de la stabilité de la tour**

  - Calcul du moment renversant l'ouvrage

La pression dynamique résultante à la hauteur H à la quelle est situé l'ouvrage est donné par la formule suivante :

$$Q_H = q_{10} * Ks * Kh * ct * \delta * \beta$$

$q_{10} = 75$daN/m^2 : la pression dynamique à la base
Ks=1,25 coefficient d'exposition induit par l'effet du site
K_h : l'effet de hauteur par rapport au sol

$$K_h = 2{,}5 * \frac{H+18}{H+60}$$

La plus grande dimension offerte au vent

$$H = f_1 + h_{(cuve\ cyl\ et\ tronc)} + h_{(ceinture\ sup.)} + h_{(ceinture\ inf.)} + h_{(ceinture\ appui)} + h_{(tour)}$$

H=2,5+6,75+0,8+1,5+0,75+0,75+12

H=24,3 m

Le coefficient d'amplification dynamique égale à 1 (structure en béton armé avec une déformation très négligeable).

C_t=ɣ*cto : le coefficient de trainé

C_{to}=1,3 pour un prisme de trois ou quatre coté,

ʎ =5 pour les constructions verticales éloignées du sol.

ɣ=1 est lue sur l'abaque de la (figure 14)

C_t=1,3

Pas d'effet de masque

δ : Coefficient de réduction de la pression de base due à un effet de dimension. Pour une hauteur de 24,3 m, δ =0,78 (voir figure15)

La pression dynamique sur la cuve et la tour sont respectivement noté Q_{h1} et Q_{h1}. Ces charges sont calculé à la hauteur h_1=24,3 m au-dessus de sol et à la hauteur h_1=12 m au-dessus de sol

$M_{renv} = Q_{cuve} * S_1 * h_1 + Q_{tour} * S_{tour} * h_2$

$S_1 = (S_{\text{coupole}} + S_{ceint\ sup} + S_{\text{cuve cyl}} + S_{ceint\ inf} + S_{\text{cuve tronc}} + S_{ceint\ app})$

$S_{\text{coupole}} = 2\pi r_1 f_1$ Surface de la coupole supérieure exposée au vent

$S_{ceint\ sup} = h_{ceint\ sup} * D$ Surface de la ceinture supérieure exposée au vent

$S_{\text{cuve cyl}} = h_{\text{uve cy}} * D$ Surface de la cuve cylindrique exposée au vent

$S_{ceint\ inf} = h_{ceint\ inf} * D$ Surface de la ceinture inférieure exposée au vent

$S_{\text{cuve tronc}} = \frac{2(r1+r2)h_{\text{cuve tronc}}}{2}$ Surface en contact avec le vent est une face latérale de la cuve tronconique

$S_{ceint\ app} = h_{ceint\ app} * D$ Surface de la ceinture d'appui exposé au vent

$S_{tour} = h_{tour} * D$ Surface de la tour exposée au vent

- Calcul du moment stabilisant

Le tableau 24 ci-dessous donne les éléments dont le poids propre sera pris en compte dans la détermination du moment stabilisant du réservoir surélevé.

Tableau 32 évaluation du poids propre du réservoir surélevé

Poids propre de la coupole supérieure	**$Pp*e*2\pi R_1 f_1$**
Poids propre de la ceinture supérieure	$Pp*b*h*2\pi r_1$
Poids propre cuve cylindrique	$Pp*h1*\pi ((r_1+e)^2-r_1^2)$
Poids propre ceinture inférieure	$Pp*b*h*2\pi r_1$
Poids propre partie tronconique	$Pp*h2*\pi ((r_1+e)^2+(r_1+e)*(r_2+e)+(r_2+e)^2-(r_1^2+r_1*r_2+r_2^2))/3$
Poids propre coupole de fond	$Pp*e*2\pi R_2 f_2$
Poids propre cheminé	$Pp*e*\pi ((r_1+e)^2-r_1^2)$
Poids propre ceinture d'appui	$Pp*b*h*2\pi r_2$
Poids propre tour	$Pp*e*\pi ((r_1+e)^2-r_1^2)$
Poids propre total	P
Poids de l'eau dans la cuve	ɣ*V
L'effort normal total	N

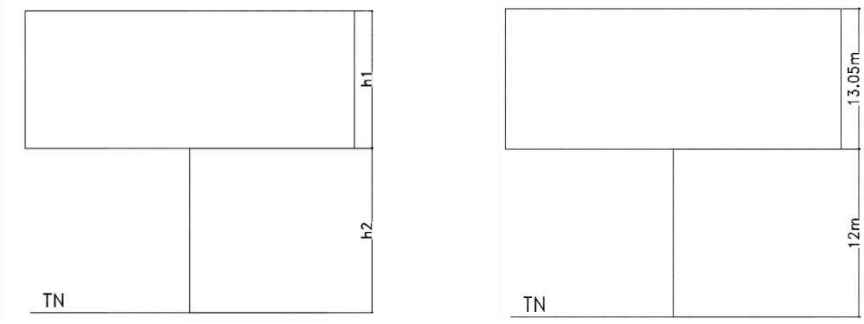


Figure 29: surface au vent

$M_{st} = P_{p\ cuve} * h_1 + P_{p\ tour} * h_2$:

Avec : $P_{p\ cuve}$Poids propre de la cuve cylindro tronconique

h_1 : Hauteur de la cuve cylindro tronconique

$P_{p\ tour}$: Poids propre de la tour

h_2 : Hauteur de la tour

Tableau 33: Calcul des moments stabilisants et renversant

Etude de la stabilité au vent du réservoir surélevé : Stabilité d'ensemble: On considère le cas où le réservoir est vide et le vent maximal			
1. Calcul du moment stabilisant			
Action du poids propre de l'ouvrage			
Poids propre de la coupole supérieure		1,871	MN
Poids propre de la ceinture supérieure		0,602	MN
Poids propre cuve cylindrique		0,782	MN
Poids propre ceinture inférieure		2,119	MN
Poids propre partie tronconique		0,713	MN
Poids propre coupole de fond		0,112	MN
Poids propre cheminé		0,051	MN
Poids propre ceinture d'appui		0,115	MN
Hauteur de la tour		12	m
Poids propre tour		2, 093	MN
Poids propre	N_1	8, 462	MN
Poids de l'eau dans la cuve	N_2	20	MN
L'effort normal total	N	28, 462	MN
Le moment stabilisant		181, 490	MN.m
2. Calcul du moment renversant			
Calcul de la pression dynamique du vent			
Pression dynamique à la base Q_{10}			
Pression dynamique de base q_{v0}	q_{v0}	0,75	kN/m^2

Coefficient de site	Ks	1,25	
Coefficient de réduction adimensionnelle	δ	0,78	
Coefficient de trainé	C	1,30	
Pression dynamique q_v	q_v	0,95	kN/m^2
Charge du vent sur la cuve			
Hauteur de la cuve par rapport au sol	h_1	24.3	m
Coefficient de hauteur	K_h	1,26	
Charge du vent sur la cuve	P	0,0012	kN/m^2
Charge du vent Sur la tour			
Hauteur de la tour par rapport au sol	h_2	12	m
Coefficient de hauteur	K_h	1,04	
Charge du vent sur la tour	P	0,99	kN/m^2
Surfaces exposées			
Coupole		470,25	m^2
Ceinture supérieure		19,20	m^2
Cuve cylindrique		66	m^2
Ceinture inférieure		36	m^2
Tronc de cône		60	m^2
Ceinture d'appui		2,10	m^2
Total partie exposé au vent		653,55	m^2
Tour		72	m^2
Le moment renversant du au vent		20, 045	MN.m
$M_{st} \geq M_{renv}$ Alors la structure est stable			

- Calcul de l'excentricité et de 1/8D

$$e = \frac{M_{renv}}{N}$$

$e = 0{,}70$ m

D /8=0,84 m

$e < \frac{D}{8}$ Alors la stabilité de la tour est assurée

- **Choix et dimensionnement du type de fondation**

La fondation sera un radier général. Le dimensionnement du radier se fait comme celui du réservoir de 5 000 m^3.

L_x=13 m

L_y= 13 m

Epaisseur 80 cm

Ferraillage HA 32 esp 10 cm par face et dans chaque direction

La contrainte du radier au niveau du sol se calcul à l'aide de la formule suivante

$$\sigma s = \frac{N}{S} + \frac{M_{renv} * v}{I}$$

Avec N : le poids propre de l'ensemble de l'ouvrage

$S = \pi({D_{radier}}^2 - {D_{radier}}^2)/4$: la surface d'influence du radier

M_{renv}: : Le moment renversant due au vent

$v = \frac{D_{radier}}{2}$: le bras levier par rapport au centre du radier

$I = \frac{\pi}{64}({D_{ext\ radier}}^4 - {D_{int\ radier}}^4)$ le moment d'inertie du radier

Tableau 34: Détermination de l contrainte admissible du sol au pied du réservoir surélevé

Action de l'ouvrage sur le sol			
ho= (l_x/50;l_x/40)			
Base du radier		13,00	
Diamètre extérieur du radier		13,00	m
Diamètre d'influence du radier		-	m
h_o		0,80	m
Poids propre du radier		3,38	MN
Poids propre de l'ensemble de l'ouvrage	N	32,34	MN
Surface du radier	S	169	m^2
Moment d'inertie de la tour au niveau de la tour	I	22 420,39	m^4
Bras de levier par rapport au centre de la tour	v	6.5	m
Contrainte de l'ouvrage au niveau du sol	Σ	0,19	MN/m^2
Contrainte admissible du sol	σ_{adm} du sol	0,20	MN/m^2

Pour un diamètre de 13 m de radier, le sol est capable de supporter la contrainte de l'ouvrage au niveau du sol. Il sera armé calculé comme une dalle renversé supportant une charge de 0.19 MN/m^2 comme dans le cas de la dalle de couverture du réservoir semi enterré et son radier.

Tableau 35: Armatures du réservoir surélevé

Eléments du réservoir surélevé	**Dimensions**	**Ferraillage**
Coupole de couverture ou coupole supérieure	$e = 10\ cm$ (une nappe d'armature)	Principaux HA 10 esp 15 cm Répartition HA 10 esp 15 cm
Ceinture supérieure	$40\ cm \times 80cm$	Principaux 16 HA 20 Transversaux HA 10 esp 40 cm

Cuve cylindrique	$e = 20\ cm$ (double nappe d'armature)	1 nappe HA 14 esp 15 cm 2 nappe HA 10 esp 15 cm Répartition HA 8 esp 15 cm
Ceinture inférieure	$75\ cm \times 150 cm$	Principaux 56 HA 20 Transversaux HA 10 esp 40 cm
Cuve tronconique	$e = 20\ cm$ (double nappe d'armature)	Principaux HA 20 esp 12 cm Répartition HA 10 esp 12 cm
Coupole de fond	$e = 15\ cm$ (double nappe d'armature)	Principaux HA 10 esp 20 cm Répartition HA 10 esp 20 cm
Cheminé	$e = 10\ cm$ (une nappe d'armature)	Principaux HA 10 esp 20 cm Répartition HA 10 esp 20 cm
Ceinture d'appui	$65\ cm \times 75\ cm$	Principaux 8 HA 20 Transversaux HA 10 esp 40 cm
Tour	$e = 35\ cm$ (double nappe d'armature)	Principaux HA 10 esp 15 cm Répartition HA 10 esp 15 cm
Radier	$e = 80\ cm$ (double nappe d'armature)	Principaux HA 32 esp 10 cm Répartition HA 32 esp 10 cm

IV. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tableau 36:Devis quantitatif et estimatif des conduites d'adduction

			PRIX UNITAIRE EN HT-HD	PRIX TOTAL EN HT-HD
DESIGNATION	**UNITE**	**QUANTITE**	**F CFA**	**F CFA**
TRAVAUX PRÉLIMINAIRES				
Démolition et réfection d'ouvrages en maçonnerie et béton				
Démolition et réfection de caniveaux en béton				
Démolition et réfection de canal, bordures, panneaux publicitaires et aménagement d'espaces verts en perré maçonné		1	70 000 000	70 000 000
Démolition et réfection de chaussée ou trottoir				
Déplacement de réseaux divers				
Sous total 1				**70 000 000**
TERRASSEMENTS				
FOUILLE EN TRANCHÉE en terrain de toute nature (à l'exception des terrains rocheux) pour canalisations et accessoires.				
Pour une largeur de 1,50 m pour canalisation en fonte ou en PVC de diamètre supérieur à 800 mm et inférieur ou égal à 1000 mm, et de profondeur 2,10 m	ml	8 000	15 000	120 000 000
FOUILLE EN TRANCHÉE en terrain de nature rocheuse (grès , granite) pour canalisations et accessoires.				
Pour une largeur de 1,10 m pour canalisation en fonte ou en PVC de diamètre supérieur où egale à 500 mm et inférieur ou égal à 600 mm, et de profondeur 1,70 m	ml	550	19 635	10 799 250
Pour une largeur de 1,50 m pour canalisation en fonte ou en PVC de diamètre supérieur à 800 mm et inférieur ou égal à 1000 mm, et de profondeur 2,10 m	ml	1500	33 075	49 612 500
FOURNITURE DE SABLE				

Lit de pose en sable	m^3	158	10 500	1 653 750
Sous total 2				**182 065 500**
FOURNITURE ET POSE EN TRANCHÉE OUVERTE DE CANALISATIONS EN FONTE				
DN 900	ml	8000	96 000	768 000 000
DN 500	ml	550	89 000	48 950 000
FOURNITURE ET POSE DE CANALISATIONS FONTE VERROUILLE EN ÉLÉVATION				
DN 900	ml	1500	280 000	420 000 000
FOURNITURE ET POSE DE BUSE EN BETON ARME POUR FOURREAU				
Diamètre intérieur 1500 mm	ml	50	350 000	17 500 000
FOURNITURE ET POSE DE PIÈCES DE RACCORD FONTE				
- *Adaptateur à brides*				
- *Coudes à brides*				
DN 500				
*1/4	u	2	980 004	1 960 008
DN 900				
*1/4	u	11	2 667 000	29 337 000
*1/8	u	3	2 511 000	7 533 000
*1/16	u	4	2 179 200	8 716 800
*1/4 (verrouillé autobuté)	u	2	2 933 700	5 867 400
*1/8 (verrouillé autobuté)	u	3	2 762 100	8 286 300
*1/16 (verrouillé autobuté)	u	1	2 397 120	2 397 120
*1/32 (verrouillé autobuté)	u	1	2 010 50	2 010 500
- *Cônes à brides*				
DN 900/500 (3 brides fixes)	u	2	3 470 905	6 941 810
- Té à 3 brides de vidanges et ventouses				
DN 900/350	u	8	1 242 092	9 936 736
- Brides Unis d'Ancrage				
Croix à 4 brides				
- Brides d'Emboitement				
- *Manchette à Brides verrouillée*				
- *Manchette à Brides d'Ancrage*				
- Joint de Démontage Autobuté				
DN 500	u	4	906 081	3 624 324
DN 900	u	50	1 860 456	93 022 800
- Plaque Pleine				
DN 900	u	1	81 276	81 276

Sous total 3				**1 434 165 074**
FOURNITURE ET POSE DE ROBINETTERIE, FONTAINERIE ET DIVERS				
FOURNITURE ET POSE DE ROBINET-VANNE				
ROBINET-VANNE A PAPILLON (A poser sous regard)				
DN 500 PN 25	u	2	6 540 000	13 080 000
DN 900 PN 25	u	7	14 014 392	98 100 744
FOURNITURE ET POSE DE VENTOUSE				
Ventouse triple-effet V100+C150	u	14	435 650	6 099 100
FOURNITURE ET POSE DE VIDANGE				
DN 350	u	2	385378	770756
Sous total 4				**113 694 100**
GÉNIE-CIVIL				
Confection et mise en œuvre de béton dosé à 250 kg/m^3 pour butées	m^3	27	180 000	4 914 000
Confection et mise en œuvre de béton dosé à 300 kg/m3 pour béton d'ancrage et de support	m^3	1,365	190 000	259 350
Sous total 5				5 173 350
CONFECTION DE REGARD EN BETON ARME				
Type 6: 2,50 x 1,5x h variable	u	8	3 500 000	28 000 000
Sous total 6				28 000 000
PRIX SPÉCIAUX				
Essais de pression, essais généraux et désinfection sur réseau mis en œuvre				
Essais de pression partiels sur conduites	ml	1 050	500	525 000
Essai général de pression y compris désinfection de canalisation, pièces de raccord et toutes sujétions	ml	1 050	600	630 000
Sous total 7				**1 155 000**
TOTAL				**1 834 253 024**

Tableau 37: Devis quantitatif et estimatif du réservoir de 5000m^3

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE EN HT-HD F CFA	PRIX TOTAL EN HT-HD F CFA
CONSTRUCTION ET EQUIPEMENT DU RESERVOIR 5000 m^3				
DEGAGEMENT DES EMPRISES				
Débroussage de l'emprise				
Débroussage de l'emprise et Nettoyage de l'emprise des travaux	m^2	2 500	200	500 000
Abattage et dessouchage d'arbres				
Abattage et dessouchage d'arbres de diamètre inférieur à 1 m	U	5	20 000	100 000
Décapage				
Décapage de terre végétale sur 0,2 m d'épaisseur	m^2	500	1 200	600 000
Démolition				
Démolition d'ouvrages existants en maçonnerie	m^2	72	3 500	252 000
TRAVAUX DE GENIE CIVIL DU RESERVOIR DE 5000 m^3				
Terrassements et Mouvements de Terre				
Fouilles en pleine masse	m^3	4 800	8 500	40 800 000
Terre à évacuer de la plateforme	m^3	3888	3 500	13 608 000
Remblais du site et compactage	m^3	1920	4 500	8 640 000
Radier				
Béton de propreté de 10 cm dosé à 150 kg/m^3	m^3	131,044	95 000	12 449 180
Béton dosé à 350 kg/m^3	m^3	388,8	200 000	77 760 000
Coffrage soigné	m^2	57,6	20 000	1 152 000
Aciers HA	kg	49 123	1 500	73 684 080
Ouvrages en béton armé				
Voiles				
Béton dosé à 350 kg/m^3	m^3	288	200 000	57 600 000
Coffrage soigné	m^2	1 440	25 000	36 000 000
Aciers HA	kg	14 410	1 500	21 614 400
Poteaux				
Béton dosé à 350 kg/m^3	m^3	51	200 000	10 240 000
Coffrage soigné	m^2	512	20 000	10 240 000

Aciers HA	kg	8 009	1 500	12 013 056
Dalle de couverture				
Béton dosé à 350 kg/m3	m^3	194,4	200 000	38 880 000
Coffrage soigné	m^2	1 325	25 000	33 120 000
Aciers HA	kg	13 810	1 500	20 715 264
Etanchéité				
Etanchéité intérieure	m^2	648	25 000	16 200 000
Etanchéité extérieure par badigeonnage des parois	m^2	648	5 000	3 240 000
CHAMBRE A VANNE A L'ENTREE DU RESERVOIR				
Terrassements				
Fouilles en terrain dur	m^3	19,285	8 500	163 923
Remblai périphérique	m^3	0,56	4 500	2 520
Evacuation de la terre excédentaire	m^3	18,725	3 500	65 538
Béton de propreté dosé à 150 kg/m^3				
Béton de propreté dosé à 150 kg/m^3	m^3	0,2295	95 000	21 803
EQUIPEMENTS HYDRAULIQUE DU RESERVOIR 5000 m^3				
Arrivée d'eau au réservoir				
Coudes 1/4 à brides DN 900 en Fonte ductile	U	1	2 500 000	2 500 000
Manchettes d'Ancrage DN 900 en Fonte ductile L=4 à 5 m	U	1	1 800 000	1 800 000
Té à 3 brides DN 900 en Fonte ductile	U	1	2 500 000	2 500 000
Cônes (type Plateau de réduction) à brides DN 900/500	U	1	1 500 000	1 500 000
Vannes d'isolement (vanne papillon) DN 900 PN 25	U	2	3 500 000	7 000 000
Vannes d'isolement (vanne papillon) DN 500 PN 25	U	2	3 000 000	6 000 000
Joint de Démontage Autobuté DN 900 PN 25	U	2	1 200 000	2 400 000
Trop plein et vidange				
Conduites en FONTE Trop Plein (à l'intérieur du réservoir) DN 350 y compris accessoires de raccordement	ens.	1	2 500 000	2 500 000
Coudes 1/4 à brides DN 350	U	1	1 000 000	1 000 000
Té à 3 brides DN 350 en Fonte ductile	U	1	1 000 000	1 000 000

Vannes d'isolement (vanne papillon) DN 350 PN 25	U	1	1 500 000	1 500 000
Joints de Démontage Autobuté DN 350 PN 25	U	1	700 000	700 000
Fourniture et pose buse en béton armé de diamètre 350 mm	ml	200	90 000	18 000 000
Regards de visite 1,5 m x1,5 m x profondeur variable	U	3	250 000	750 000
Sur la distribution				
Crépines en acier inox DN 900	U	1	2 500 000	2 500 000
Manchettes d'ancrage inox 1,5m	U	1	1 800 000	1 800 000
Clapets anti retour DN 900	U	1	2 850 000	2 850 000
Coude 1/4 à brides DN 900	U	1	2 500 000	2 500 000
Vannes d'isolement (vanne papillon) DN 900 PN 25	U	2	3 500 000	7 000 000
Joints de Démontage Autobuté DN 900 PN25	U	2	1 200 000	2 400 000
Té en FONTE BB égal DN 900	U	1	2 500 000	2 500 000
Débitmètre électromagnétique DN 900 PN 25	U	1	12 500 500	12 500 500
Conduite en FONTE DN 900	ml	100	247 800	24 780 000
Coude 1/4 en FONTE BB DN 900	U	1	2 500 000	2 500 000
POMPE EQUIPEMENTS ELECTRIQUES 5000 m^3				
POMPE EQUIPEMENTS ELECTRIQUES	fft	1	100 000 000	100 000 000
TOTAL				**700 142 263**

Tableau 38: Devis quantitatif et estimatif du réservoir surélevé de 2000 m^3

GENIE CIVIL DU RESERVOIR SURELEVE DE 2000m^3 à 12m				
Terrassements et Mouvements de Terre				
Fouilles en terrain dure	m^3	675	8 500	5 737 500
Remblais de fouille	m^3	360	4 500	1 620 000
Radier				
Béton de propreté de 10 cm dosé à 150 kg/m^3	m^3	18,225	95 000	1 731 375
Béton dosé à 350 kg/m^3	m^3	101,4	200 000	20 280 000
Coffrage soigné	m^2	41,6	20 000	832 000
Aciers HA	kg	67 706	1 500	101 559 744
Ouvrages en béton armé				
Tour				
Béton dosé à 350 kg/m3	m^3	71,2152	243 000	17 305 294
Coffrage soigné	m^2	497,376	2 900	1 442 390
Aciers HA	kg	42 294	2 500	105 735 771
Coupole inférieure				
Béton dosé à 350 kg/m^3	m^3	9,01494	243 000	2 190 630
Coffrage soigné	m^2	60,0996	2 900	174 289
Aciers HA	kg	3415,580467	2 500	8 538 951
Cuve cylindrique et tronconique				
Béton dosé à 350 kg/m^3	m^3	135	243 000	32 805 000
Coffrage soigné	m^2	92,5672	2 900	268 445
Aciers HA	kg	11 245	2 500	28 112 400
Coupole supérieure				
Béton dosé à 350 kg/m^3	m^3	56,429568	243 000	13 712 385
Coffrage soigné	m^2	470	2 900	1 363 715
Aciers HA	kg	929	2 500	2 321 842
Ceinture Supérieure				
Béton dosé à 350 kg/m^3	**m^3**	**37,68**	**243 000**	9 156 240
Coffrage soigné	m^2	75,36	2 900	218 544
Aciers HA	kg	50 009	500	125 022 240
Ceinture inférieure				
Béton dosé à 350 kg/m^3	**m^3**	**63,6792**	**243 000**	15 474 046
Coffrage soigné	m^2	97,968	2 900	284 107
Aciers HA	kg	81 443	2 500	203 607 648
Etanchéité				
Etanchéité intérieure	m^2	311	28 000	8 704 080
Etanchéité				
Etanchéité intérieure	m^2	648	25 000	16 200 000
Etanchéité extérieure par	m^2	648	5 000	3 240 000

badigeonnage des parois				
Trop plein et vidange				
Conduites en FONTE Trop Plein (à l'intérieur du château) DN 250 y compris accessoires de raccordement	ens	1	1 900 000	1 900 000
Manchette d'ancrage DN 250 en acier galvanisé	u	2	950 000	1 900 000
Manchette d'ancrage DN 250 en acier galvanisé	u	1	450 000	450 000
Conduites en FONTE (conduites à l'extérieur du château) DN 250 y compris accessoires de raccordement	ens	1	2 200 000	2 200 000
Robinet vanne à opercule DN 250	u	1	706 720	706 720
Refoulement				
Conduites en FONTE DN 500 y compris accessoires de raccordement	ens	1	2 000 000	2 000 000
Manchettes d'ancrage DN 500 en acier galvanisé	u	1	950 000	950 000
Manchette d'ancrage avec brides DN 500 en acier inox	u	1	1 500 000	1 500 000
Robinet vanne à opercule DN 500	u	1	950 000	950 000
Filtre à sable droit DN 500	u	1	3 154 060	3 154 060
Robinet altimétrique à piston DN 500	u	1	10 131 800	10 131 800
Distribution				
Crépine à bride DN 500	u	1	1 680 000	1 680 000
Manchette d'ancrage avec brides DN 500	u	1	950 000	950 000
Conduites en FONTE DN 500 y compris accessoires de raccordement	Ens	1	1 750 000	1 750 000
Débitmètre électromagnétique DN 500 (raccordé sur la conduite principale de distribution qui				
Débitmètre électromagnétique DN 500 (raccordé sur la conduite principale de distribution qui permet de mesurer le débit distribué)	U	1	3 697 850	3 697 850
By-pass				
Robinets vanne DN 500	U	3	950 000	2 850 000
Conduites en acier galvanisé DN 500 y compris les accessoires de raccordement (Bride Emboitement DN 250 ; Té DN 250/250 BB et joint de démontage DN 250)	Ens	1	1 500 000	1 500 000
Régard by pass	Fft	1	2 000 000	2 000 000
TOTAL				**767 909 065**

V. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Cette étude a été effectuée dans le but de contribuer à l'amélioration de l'accès à l'eau potable dans la commune I du district de Bamako. Elle a constitué à faire une étude hydraulique, une étude de la structure des réservoirs, une étude d'impact environnementale et sociale.

A l'issue de l'étude hydraulique, la population de la zone d'étude a été estimée à 531 513 habitants à l'horizon 2032 avec un besoin de pointe journalier de 47 172 m^3/j. Deux conduites en fonte DN 900 et DN 500 ont été prévu respectivement entre la station de pompage de Missira et le réservoir semi enterré de Doumanzana entre la station de pompage de Doumanzana et le réservoir surélevé de Doumanzana. Aussi, des réservoirs anti bélier de 15 m^3 et de 0.21 m^3 sont prévus respectivement à la sortie de la station de pompage de Missira et à la sortie de la station de pompage de Doumanzana pour lutter contre les dépressions dans les conduites. Pour le relevage de l'eau depuis les stations de pompage jusqu'aux réservoirs de stockage des pompes de marque KSB RDLO ont été prévu.

L'étude de la structure du réservoir a permis de déterminer les dimensions et le ferraillage des éléments constitutif des réservoirs semi enterré de 5 000 m^3 de forme prismatique et surélevé de 2 000 m^3 de forme cylindro tronconique.

La réalisation de ce projet permettra d'avoir une plus grande capacité de stockage et des pressions minimales requises à la distribution. Cela va entrainer la satisfaction de la clientèle et incitera plus d'habitant à se connecter au réseau de la SOMAPEP/SOMAGEP SA. Ces habitants auront accès à une eau de bonne qualité, ce qui va améliorer leur condition sanitaire et éloigner les maladies d'origine hydrique. Les sociétés SOMAPEP/SOMAGEP SA à leur tour verront une augmentation de leur chiffre d'affaire et permettra de payer les prêts accordés pour la réalisation des ouvrages dans un meilleur délai.

Les recommandations seront les suivantes :

- Construire d'abord le réservoir semi enterré e 5 000 m^3. Cela évitera de prendre une conduite PN25 bars pour alimenter le réservoir surélevé et minimisera les frais d'énergie nécessaire pour le relevage à partir de la station de pompage de la station de pompage de Missira.
- Inciter les bureaux d'études et les entreprises à considérer une résistance de béton de 30 MPA pour minimiser sur les sections d'aciers d'autant plus que c'est ce dernier qui est plus cher dans la mise en œuvre du béton armé

- Aller vers l'utilisation des conduites en PEHD en les testant sur de faible linéaire de conduite de refoulement et faire des formations du personnelle sur les techniques de pose et de réparation
- Mettre en place un système de télégestion des ouvrages mis en place
- Mettre en place un réseau de distribution dans les zones qui en sont encore dépourvu et prévoir une réhabilitation pour le réseau défaillant. L'exécution de ces travaux devra se faire en phase avec celle des ouvrages d'adduction et de stockage.
- Faire participer les futurs usagers tout au long du projet
- Initier des projets d'adduction d'eau potable dans les régions pour avoir un meilleur taux de couverture à l'échelle national

VI. REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

M**INISTÈRE DE L´ÉQUIPEMENT, and DES TRANSPORTS ET DU LOGEMENT**, "CONSTRUCTION DES RÉSERVOIRS EN BÉTON."

"INSTALLATIONS DE POMPAGE D'EAU."

M.PERCHAT, "Béton Armé."

Jean-Pierre Mougin, "Béton Armé BAEL 91 Modifié 99 et DTU Associés."

THONIER, "CONCEPTION ET CALCUL DES STRUCTURES DE BATIMENT."

Olivier Gagliardini and IUP Genie Civil et Infrastructures, "Cours de Béton Armé,IUP GCI3 Option OS."

offfice international de l'eau(OIEau), "DIRECTIVE TECHNIQUE Specifications Techniques Sur Les Canalisations AEp."

DES, "PLAN SECTORIEL DE DEVELOPPEMENT DE LA COMMUNE I DU DISTRICT DE BAMAKO."

PROGRAMME DE GESTION URBAINE (PGU), "Plan Strategique de Developpement Du District de Bamako."

DEPARTEMENT OWAS, "PROJET D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE BAMAKO À PARTIR DE LA LOCALITÉ DE KABALA (PAEP BAMAKO/KABALA)."

CROIX ROUGE FRANCAISE, "Rapport Sur La Nutrition et La Mortalité Dans La Commune I de Bamako."

Jacques MAYÈRE, "Règles Neige et Vent NV 65."

Bruno DUCROT,Bernard FARGEOT,Bernard FARGEOT, "Stockage de L'eau : Ouvrages En Béton."

A.GUERRIN,R.C.LAVAUR. "Traité de Béton Armé." DUNOD, n.d. WWW.LEGENIECIVIL.FR.

Bruno DUCROT,Bernard FARGEOT,Bernard FARGEOT. "Stockage de L'eau : Ouvrages En Béton," n.d.

CROIX ROUGE FRANCAISE. "Rapport Sur La Nutrition et La Mortalité Dans La Commune I de Bamako," March 2011.

DEPARTEMENT OWAS. "PROJET D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE BAMAKO À PARTIR DE LA LOCALITÉ DE KABALA (PAEP BAMAKO/KABALA)," September 2013.

DES, MINISTERE DE L'ADMINISTRATION TERRITORIALE ET. "PLAN SECTORIEL DE DEVELOPPEMENT DE LA COMMUNE I DU DISTRICT DE BAMAKO," Juin 2007.

"INSTALLATIONS DE POMPAGE D'EAU." SNECOREP, n.d.

Jacques MAYÈRE. "Règles Neige et Vent NV 65," n.d.

Jean-Pierre Mougin. "Béton Armé BAEL 91 Modifié 99 et DTU Associés." EYROLLES, n.d.

MINISTÈRE DE L´ÉQUIPEMENT, DES TRANSPORTS ET DU LOGEMENT. "CONSTRUCTION DES RÉSERVOIRS EN BÉTON." Ressaisie DTRF, n.d.

M.PERCHAT. "Béton Armé." CENTRE DES HAUTES ETUDES DE LA CONSTRUCTION, n.d.

offfice international de l'eau(OIEau). "DIRECTIVE TECHNIQUE Specifications T**echniques Sur Les Canalisations AEp**," January 14, 2013.

Olivier Gagliardini, and IUP G_enie Civil et Infrastructures. "Cours de Béton Armé,IUP GCI3 Option OS," 2005 2004.

PROGRAMME DE GESTION URBAINE (PGU). "Plan Strategique de Developpement Du District de Bamako," novembre 2002.

SOCIETE MALIENNE DE PTRIMOINE DE L'EAU POTABLE-SOMAPEP SA. "SCHEMA DIRECTEUR POUR L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE BAMAKO," JUILLET 2012.

VII. ANNEXES

Annexe 1

Tableau 39: Critères de choix du matériau des conduites de refoulement

Critères/ Matériau	Confor-mité sanitaire	Résistance aux charges	Corro-sion	Système verrouillé	Pose sans trnachée	Variation thermique	Conception	Maintenance	Coût global
Fonte	++	+++	++	++	+	+++	+++	++	+
PVC	+++	+	+++	+	+	+	++	++	+++
PEHD	+++	++	+++	+++	+++	+	+++	++	++
Acier	++	+++	+	+++	++	++	++	+	+
Béton	++	+++	++	+++	+	+++	+	+	+

Légende :

+ Moins recommandé

+++ plus recommandé

Frais d'investissement de la conduite

Tableau 40: Conduite N°2, Frais d'investissement des conduites entre 400 mm et 500 mm

Diamètre de la conduite	Fourniture et pose d'un ml de conduite FCFA	annuité d'amortissement	Frais d'investissement de la conduite et entretien (FCFA)
400	162 045	0,088	**7 838 560**
450	169 762	0,088	**8 211 825**
500	178 250	0,088	**22 416**

Coût d'installation de la station de pompage entre le réservoir semi enterré de Doumanzana et le réservoir surélevé de Doumanzana

Tableau 41: Conduite N°2, Coût d'installation de la station de pompage

Coût d'un kW installé à la puissance réelle K1 en FCFA	Puissance réelle de fonctionnement (Kw)	Annuité d'amortissement	Coût d'installation de la station de pompage FCFA
600 000	8.51	0.088	**449 269**

Frais d'exploitation des conduites entre 400 mm et 500 mm

Tableau 42:Conduite N°2, Frais d'exploitation des conduites entre 400 mm et 500 mm

Diamètre de la conduite	coût d'un KWh d'énergie électrique en FCFA	Puissance réelle en KW	Frais d'exploitation (CFA)
400	72	1514,51	**796 027 167,49**
450	72	1510,77	**794 061 522,15**
500	72	1508,93	**793 094 903,48**

Tableau 43: Débits d'air fourni pour chaque ouvrage de protection ((Pont à Mousson)

TYPE DE PROTECTION	DÉBIT ADMISSIBLE (m^3/h)
Ventouses (Pont A Mousson)	
1 V100	2 159
1 V150	5 839
1 V200	10 440
2 V200	20 880
Clapets à entrer d'air	
1 C150	14 400
1 C200	25 200
1 C250	36 000
1 C300	54 000
Ventouses et Clapets à entrer d'air	
1 V200 + 1 C200	35 640
1 V100 + 1 C250	38 159
1 V100 + 1 C300	56 159
1 V150 + 1 C150	20 239
2 V200 + 1 C250	56 880
1 V200 + 1 C250	46 440

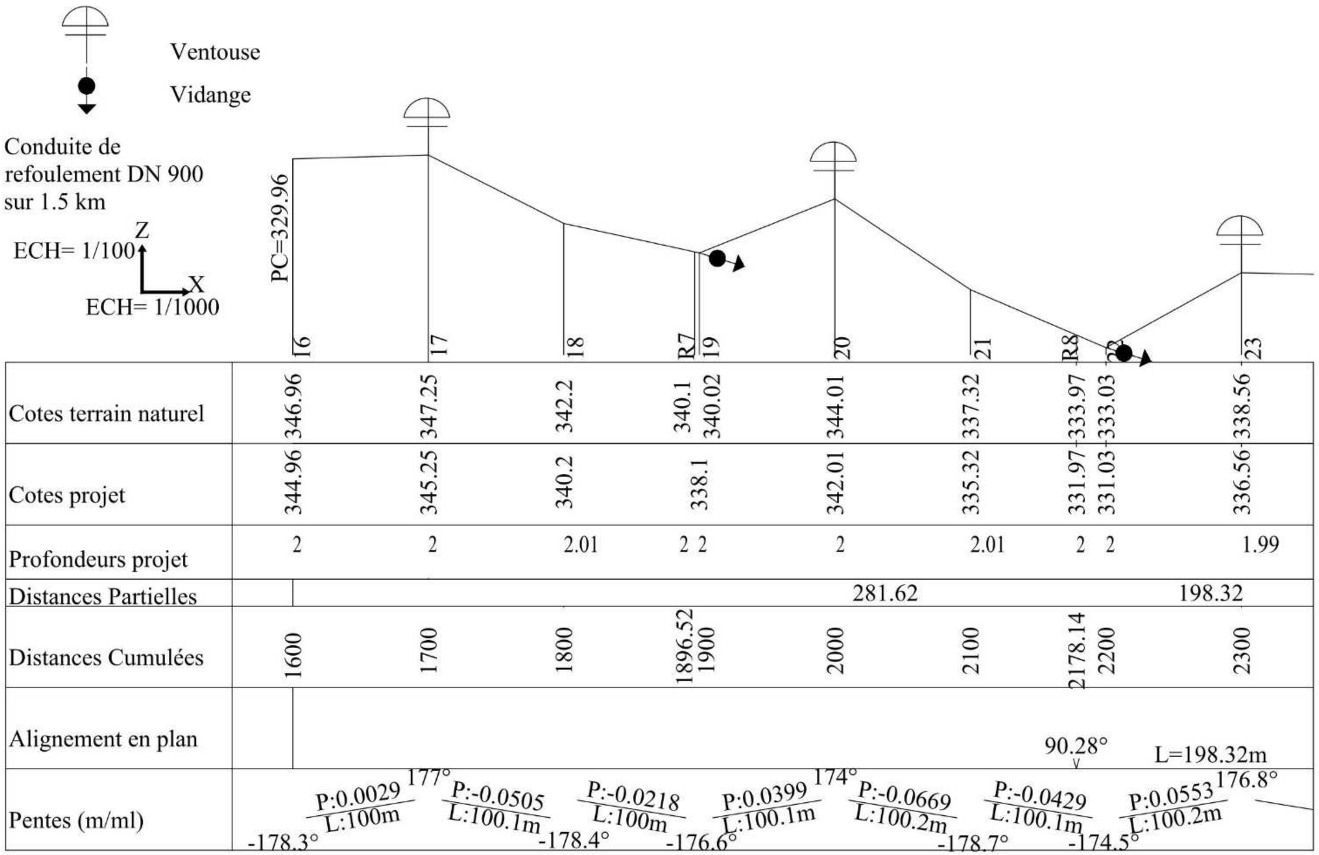


Figure 30: Profil en long entre les points 16(1600)m et 23 (2300 m)

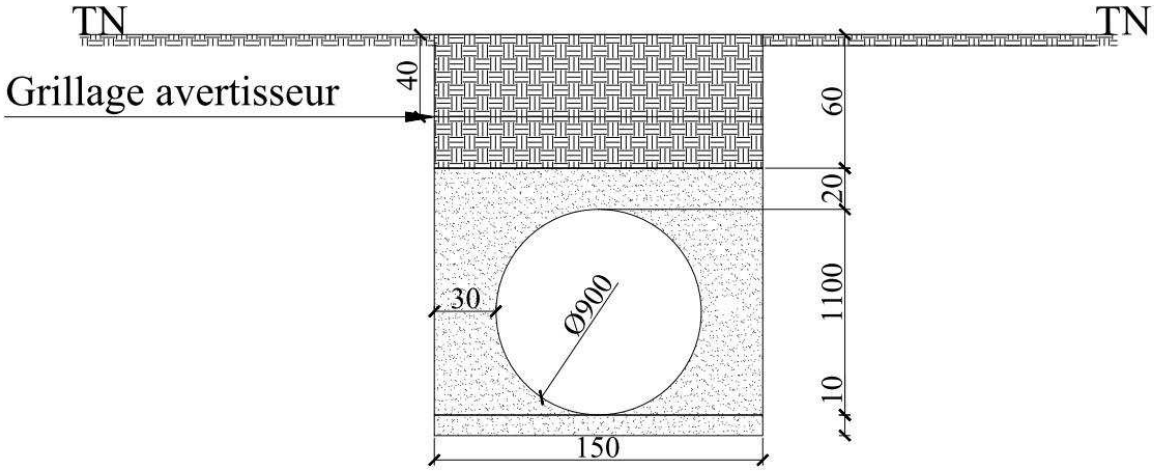


Figure 31 Tranchée type pour la pose d'une conduite DN 900

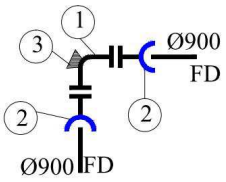
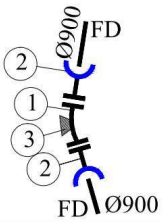
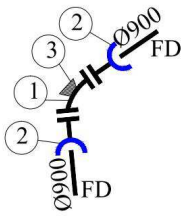
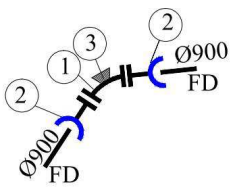
N° NOEUD	SCHÉMA DE NOEUD	N° PIÈCES	NOMENCLATURE DES PIÈCES	NBRE PIÈCES
		1	Coude fonte 1/4 à 2 brides DN 900	01
		2	Bride emboitement fonte DN 900	02
		3	Massif de buté	01
		1	Coude fonte 1/8 à 2 brides DN 900	01
		2	Bride emboitement fonte DN 900	02
		3	Massif de buté	01
		1	Coude fonte 1/16 à 2 brides DN 900	01
		2	Bride emboitement fonte DN 900	02
		3	Massif de buté	01
		1	Coude fonte 1/32 à 2 brides DN 900	01
		2	Bride emboitement fonte DN 900	02
		3	Massif de buté	01

Figure 32: Carnet des nœuds type

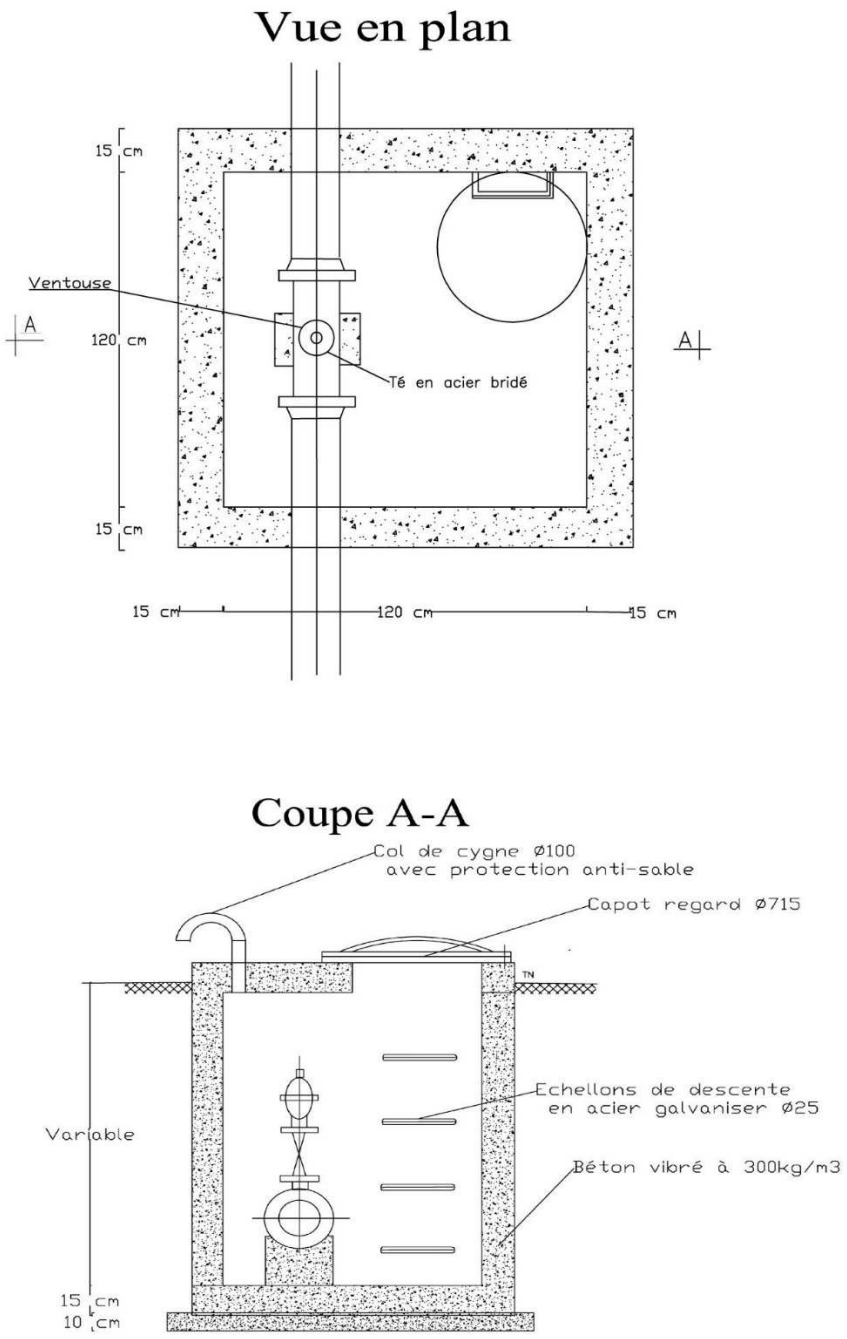


Figure 33: Regard de ventouse

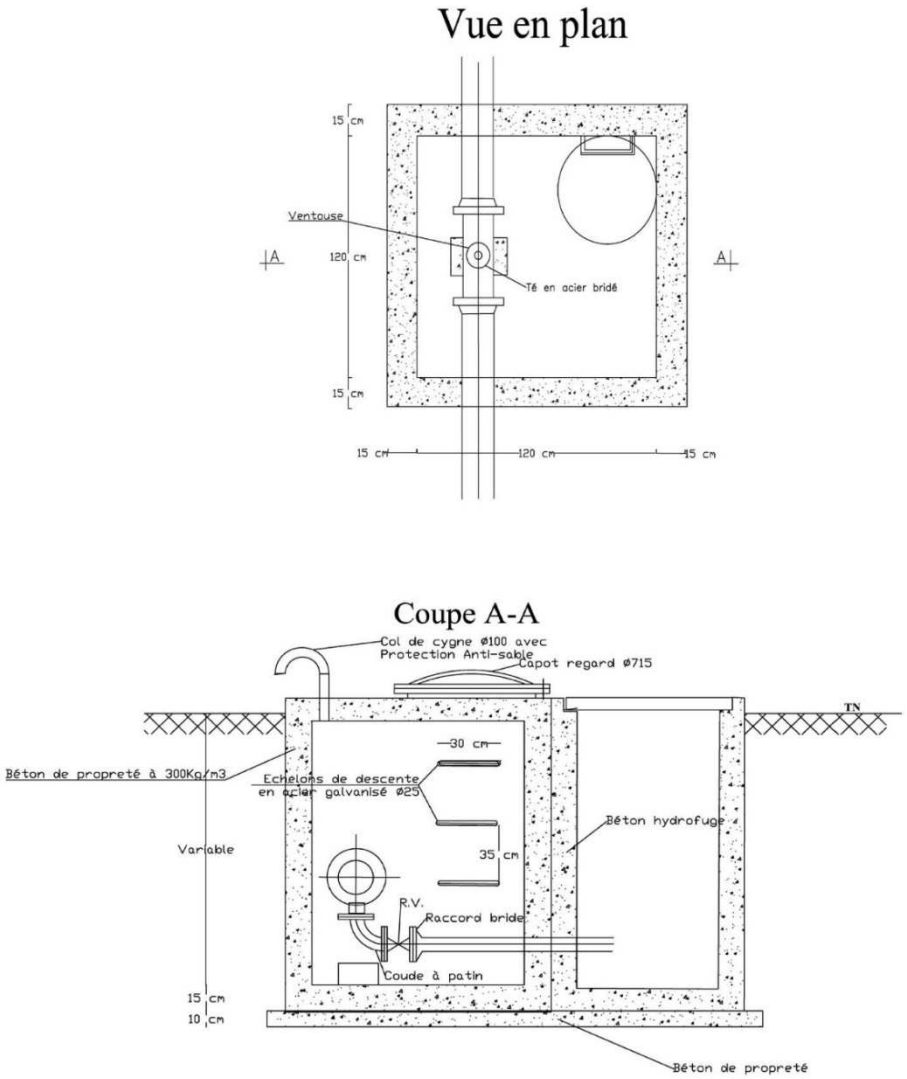


Figure 34: Regard et aménagement de vidange

Equipements de protection du réseau

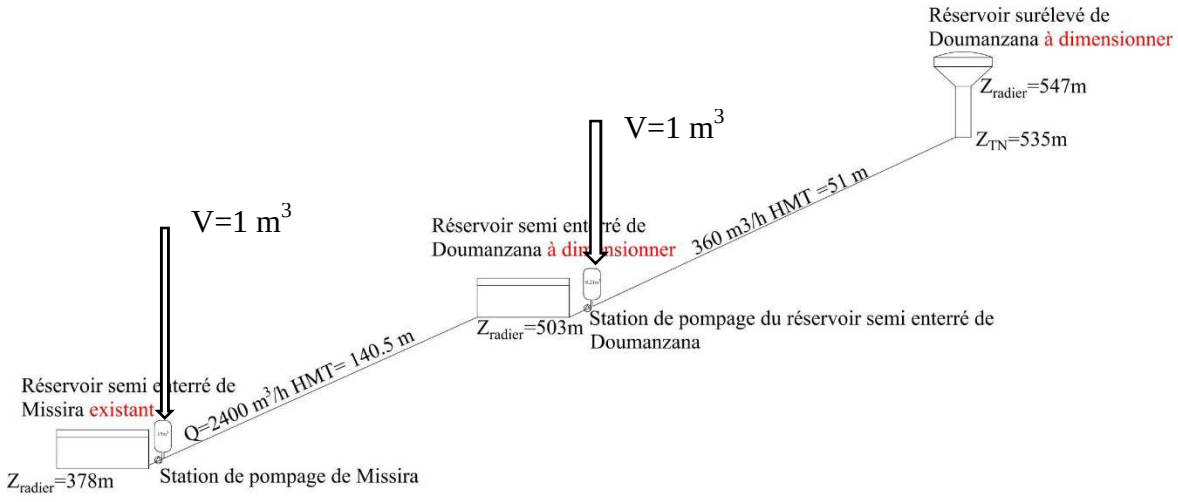


Figure 35 : Disposition des réservoirs anti-bélier

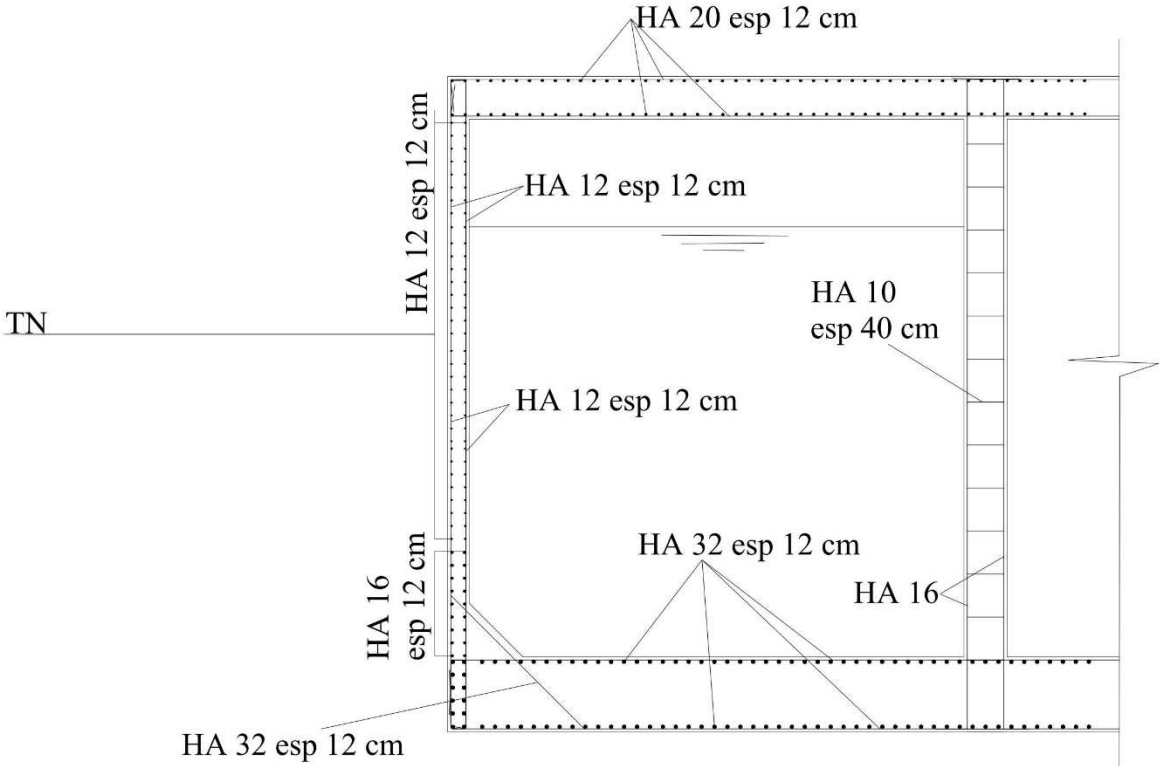


Figure 356:Plan de ferraillage réservoir au sol

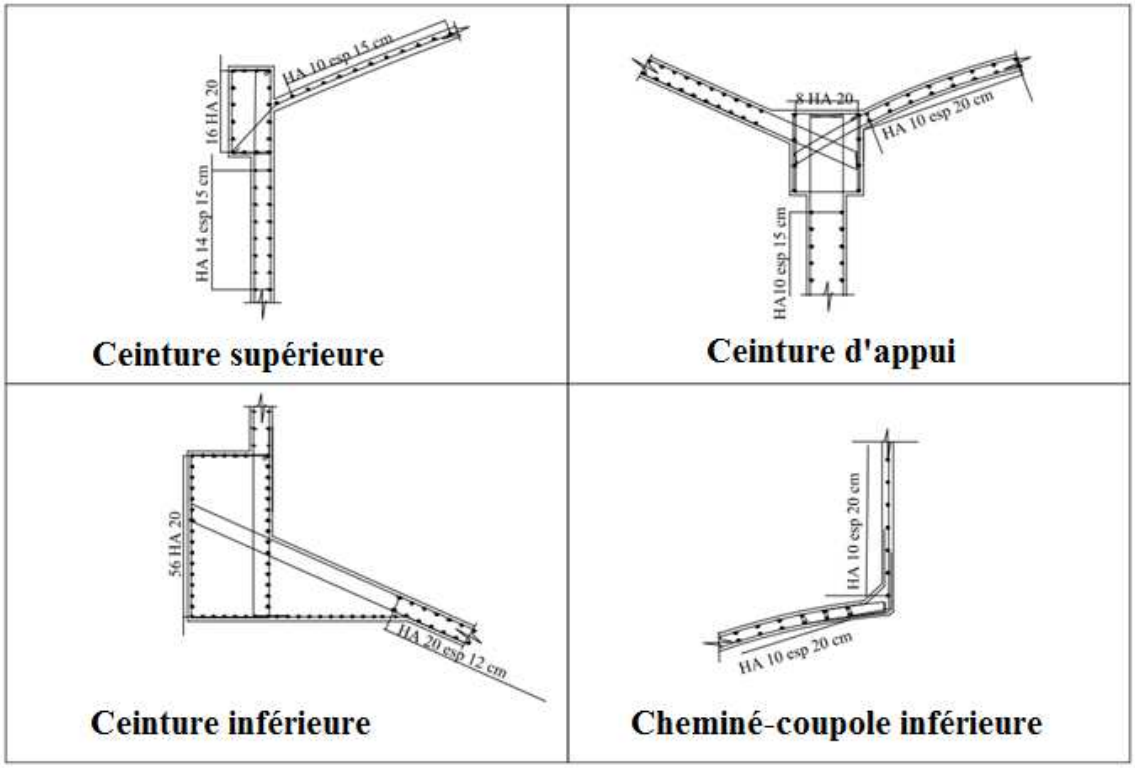


Figure 367: Plan de ferraillage réservoir surélevé

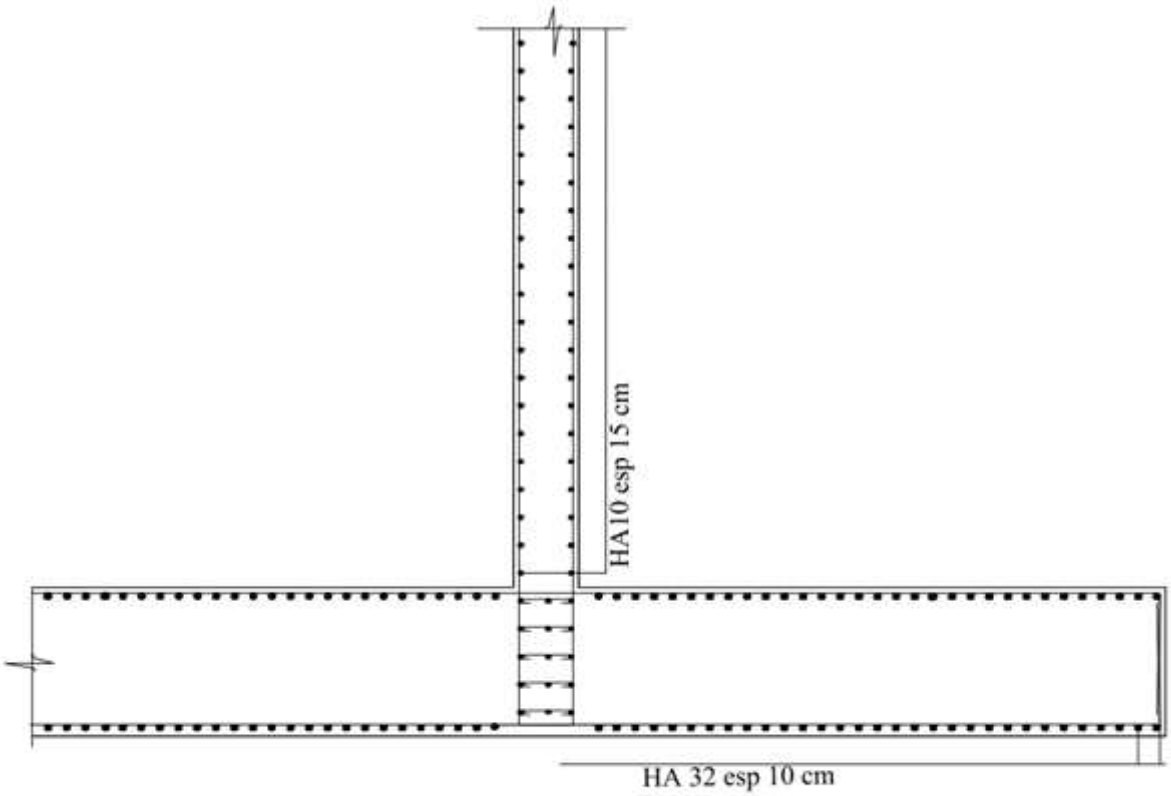


Figure 378:Plan de ferraillage réservoir surélevé

Annexe 2

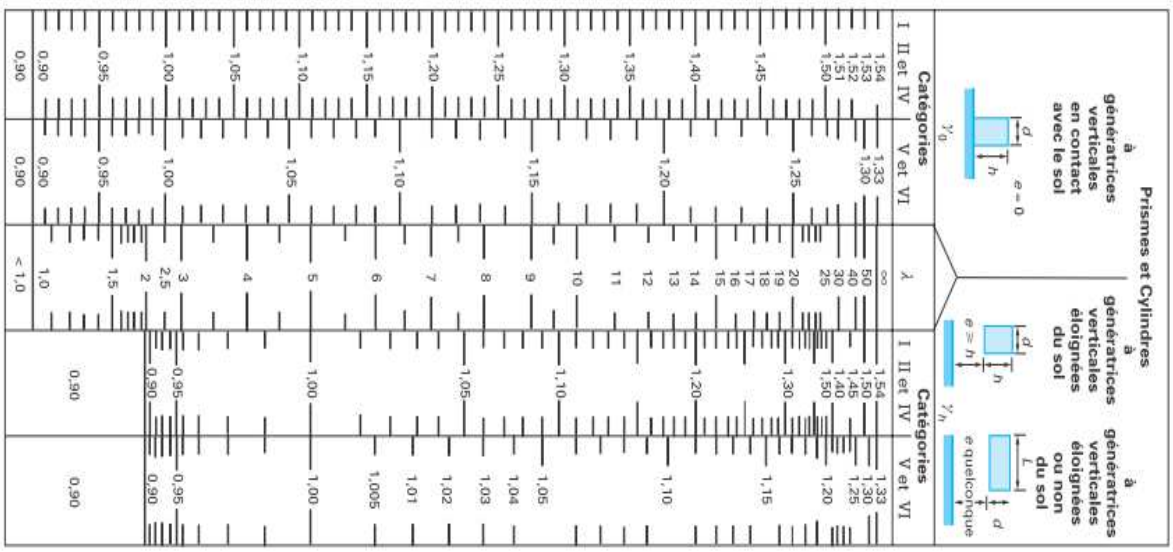


Figure 389: abaque de détermination de γ

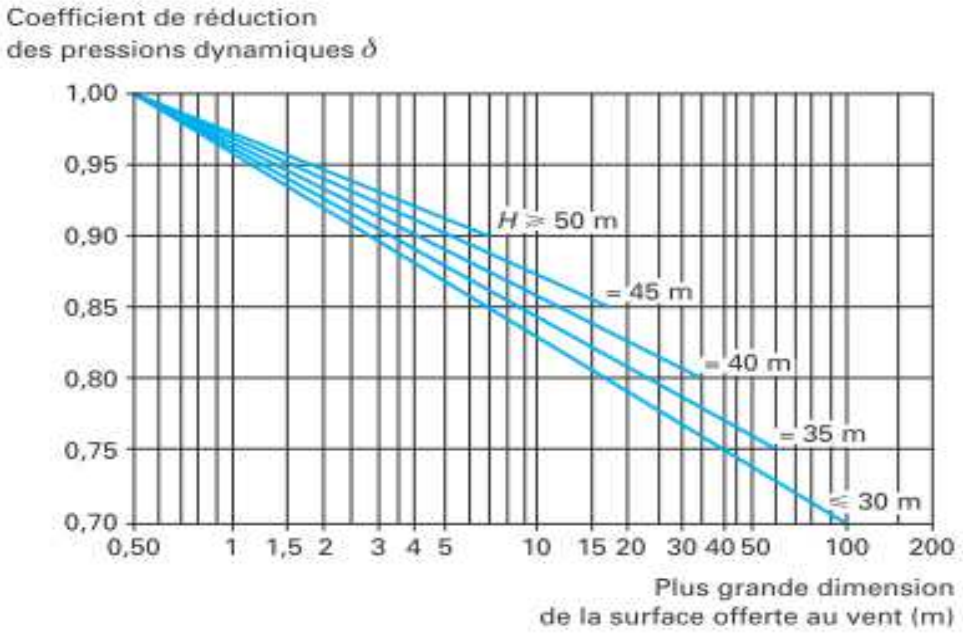


Figure 40: abaque de détermination du coefficient de réduction des pressions dynamique

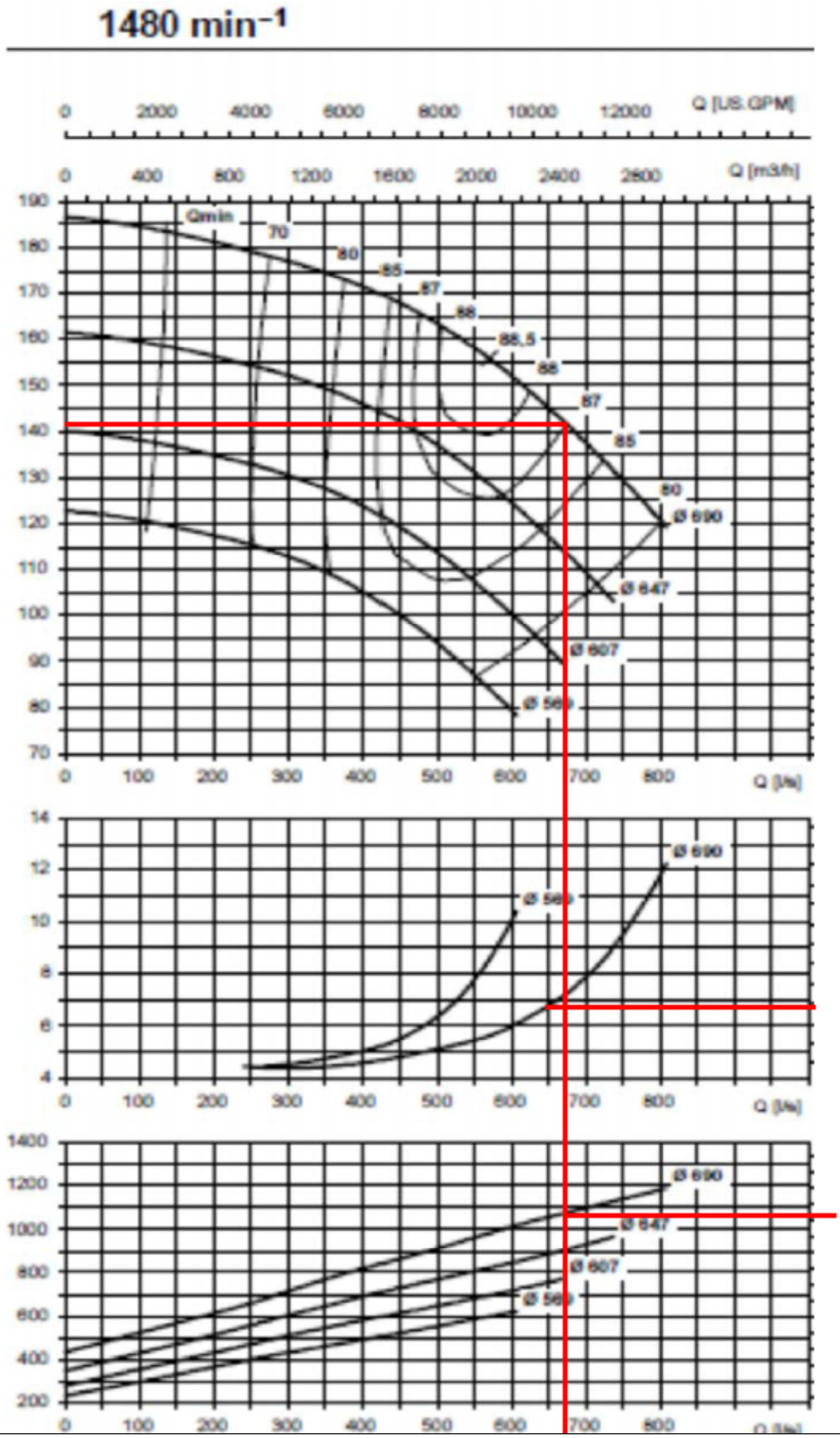


Figure 41 : choix du groupe électropompe de Missira : KSB RDLO 350-690 B 2500 m^3/h à 141,2

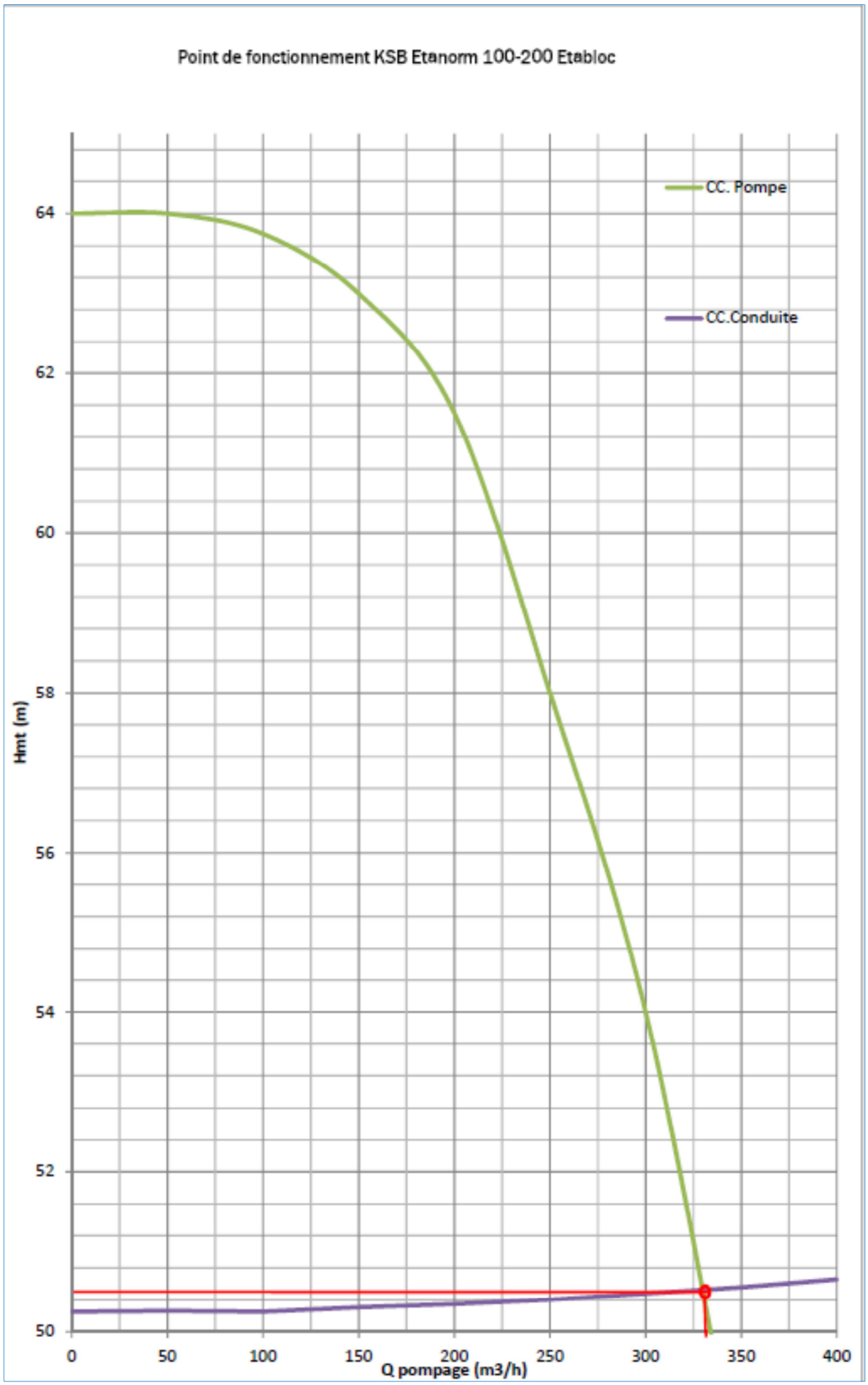


Figure42 : Point de fonctionnement du groupe électropompe de relevage de Doumanzana

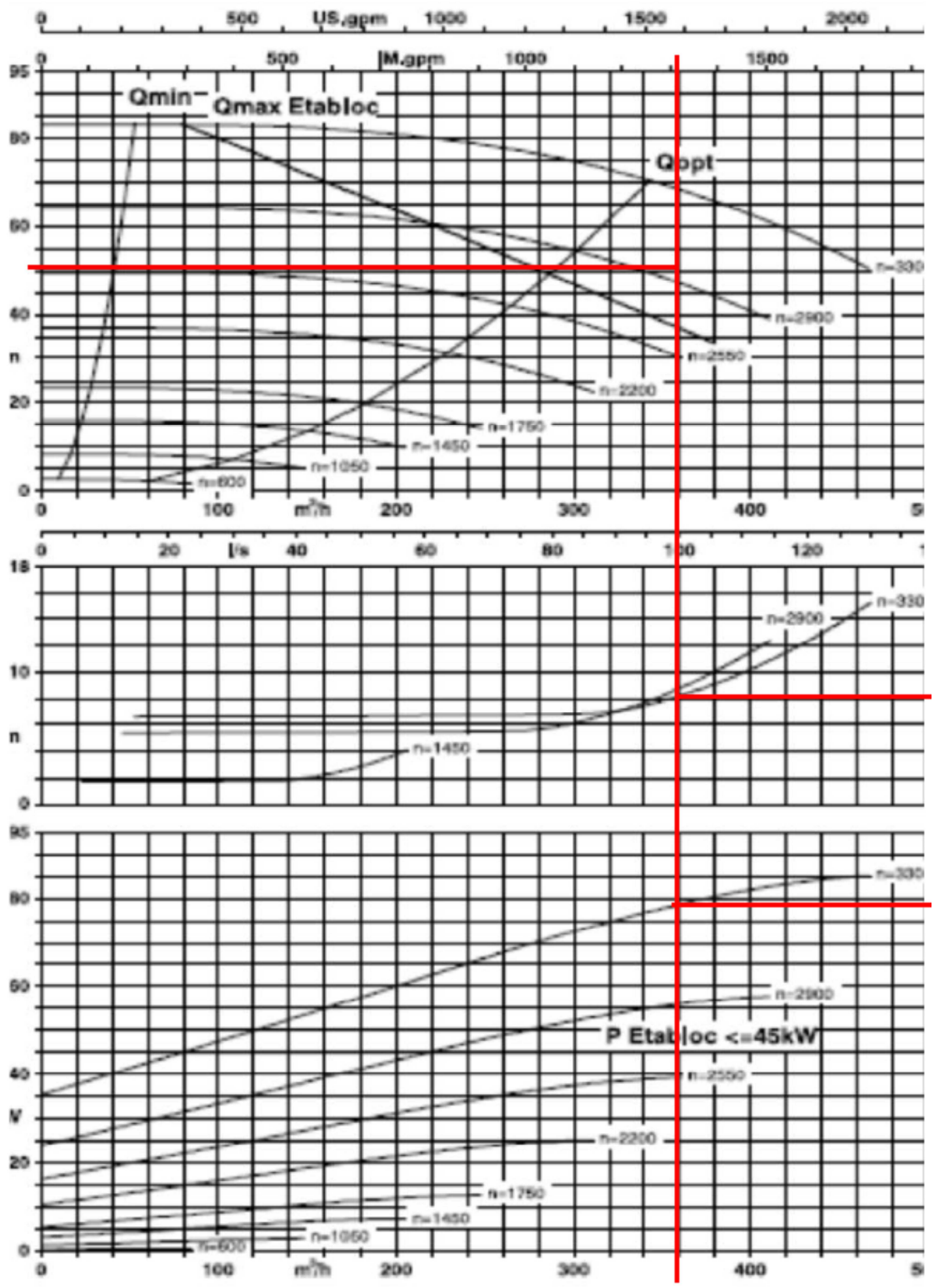


Figure 43 : choix du groupe électropompe de Doumanzana : KSB Etanorm 100-200 Etabloc 360 m^3/h à 51 m

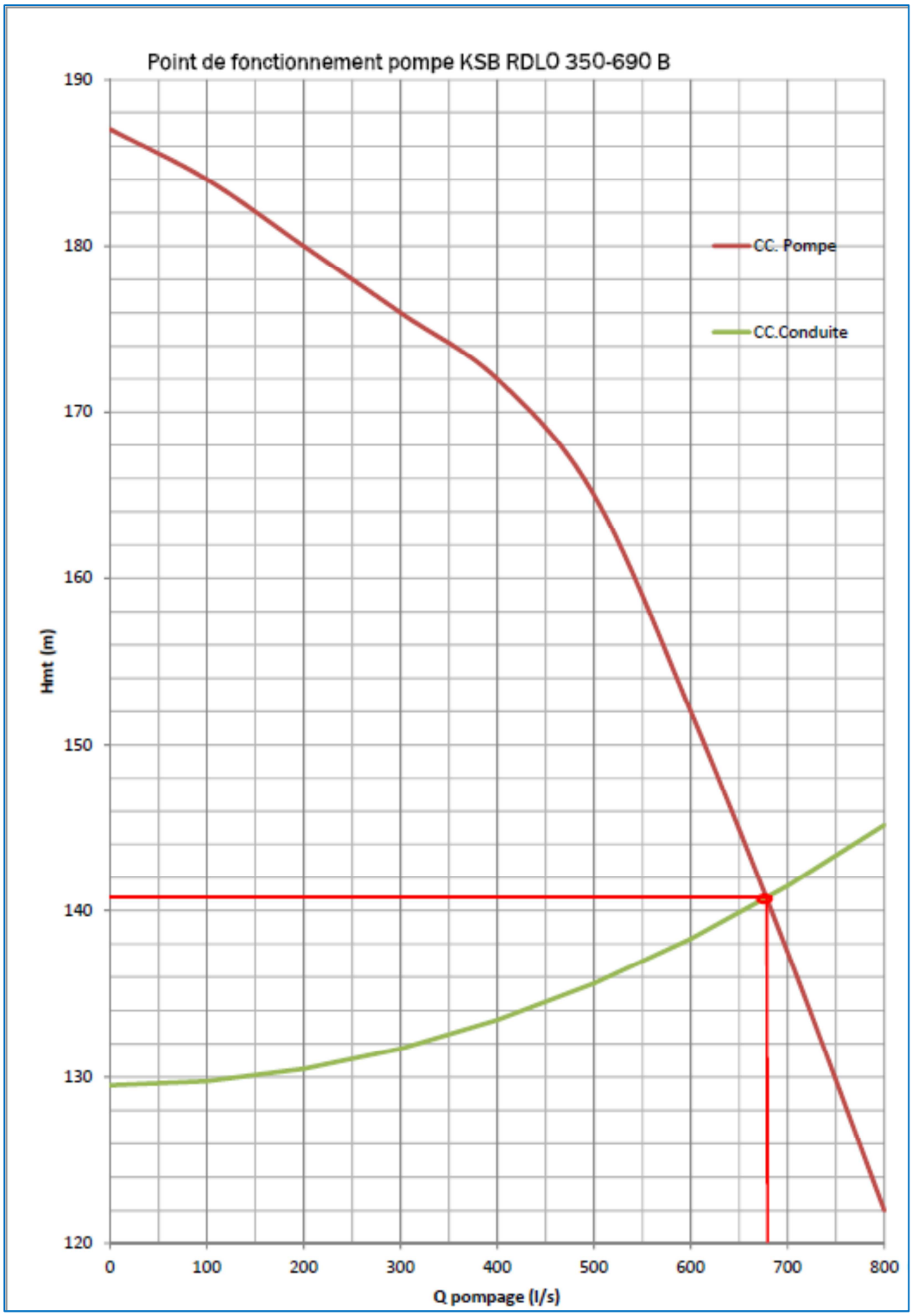


Figure 44 : Point de fonctionnement du groupe électropompe de la station de Missira.