

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude d'adduction à partir du champ de Captage de Zouireg
vers la commune de Kef-Elahmer (w. El Bayadh).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0028-12

APA Citation (توثيق APA):

Mokaddem, Abdelghani (2012). Etude d'adduction à partir du champ de Captage
de Zouireg vers la commune de Kef-Elahmer (w. El Bayadh)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME :

**ETUDE D'ADDUCTION A PARTIR DU CHAMP DE
CAPTAGE DE ZOUIREG VERS LA COMMUNE
DE KEF-ELAHMER WILAYA EL BAYADH**

Présenté par :

M^r : MOKADDEM ABDELGHANI

DEVANT LES MEMBRES DU JURY:

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r B. SALAH	Professeur	Président
M^r M.S BENHAFID	M A.A	Examinateur
M^r A.HACHEMI	M A.A	Examinateur
M^{me} W.MOKRANE	M A.A	Examinatrice
M^r M. BOUZIANE	M A.B	Examinateur
M^r O.KHODJET-KESBA	M C.A	Promoteur

Septembre - 2012

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Ces quelques lignes ne vont jamais exprimer à la juste valeur ma reconnaissance à l'égard de mon promoteur M^r KHODJET-KESBA.O, pour l'aide qu'il m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.

Mon derniers remerciements, mais non les moindres s'adressent à tous mes amies .

Grands mercis à vous tous.

œDÉDICACEœ

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère REBHA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon père GHOUTI qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.

À mes frères SABER et DHIYAEEDINE, AHMED, MOSTAPHA, AEK

À tous les membres de la famille : MOKADDEM

À mes frangines. LILA, SIHAM.

À tous (tes) mes collègues

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : WADOUD, KHALFAOUI .BOUGHEFELA.LAKHDER.YASSINE, SAID.MOURAD.CHEBEB.LAAMRI.HAMZA. HABIB.AMINEM.ABDELLAH.MABKHOT.BOUCHIHA.FALLOH.GUICHAOUI.TALAL .NATI. BOUBAKER.NAFAA.BILEL SEID.YA3KOUB. La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

ABDELGHANI 2012 ✍

ملخص

تعاني مدينة الكاف لحمر بولاية البيض من عجز في مجال التزويد بالمياه الصالحة للشرب مما يستدعي انجاز دراسة شاملة لتحسين الوضع. من خلال هذه المذكرة درسنا مشروع التزويد بالمياه الصالحة للشرب من حقل آبار المياه الجوفية الواقع بمنطقة الزويرق نحو مدينة الكاف لحمر وتشمل هذه الدراسة تحديد أبعاد أنابيب النقل وحجم الخزانات.

Résumé :

La ville de KEF-ELAHMER wilaya d'EL BAYADH souffre d'un déficit en alimentation en eau potable, ce qui appelle à réaliser une étude complète pour améliorer la situation.

A travers ce mémoire nous avons étudié un projet d'alimentation en eau potable à partir du champ captage de Zouireg vers La ville de KEF-ELAHMER, cette étude constitue le dimensionnement de l'adduction, les capacités des réservoirs et le génie civil des réservoirs.

Abstract:

Abstract:

Experiencing the city of El KEF-ELAHMAR from the state of El Bayadh deficit in the supply of potable water, which requires the compilation of a comprehensive study to improve the situation.

Through this note we will examine the draft supply of potable water from ground water wells field actually Zouireg region around the city of El KEF-ELAHMAR

This study was to determine the dimensions of pipeline transportation and size of the reservoirs

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I Présentation de la ville

I.1) Situation géographique	01
I.1.1)-Situation du site:.....	01
I.2)-Topographie du site:.....	01
I.3)-Hydrogéologie :.....	01
I.4) Contexte géologique:.....	02
I.5) Contexte géotechnique :.....	02
I.6)-Situation climatique :.....	03
I-6-1) Température:.....	03
I-6-2) Précipitations :.....	04
I.6.3) Evaporation :.....	04
I.7) Sismicité :.....	04
I.8) –Population actuelle :.....	05
I.9) Situation hydraulique	05
Conclusion.....	07

Chapitre II Estimation des besoins en eau

Introduction :.....	08
II.1. Evolution de la population à l’horizon d’étude	08
II.2 Estimation des besoins :	08
II.2.1. Besoins domestique	09
II.2.2- Les besoins scolaire.....	10
II.2.3- Besoins sanitaires :.....	10
II.2.4- Besoins administratifs :.....	10
II.2.5- Besoins socioculturels :.....	11
II.2.6- Besoins du bétail	11
II.3. Variations de consommation maximale et minimale journalière.....	12
II.5. Calcul de déficit de consommation.....	14
Conclusion	15

Chapitre III Etude d’adduction

Introduction :	16
III.1)-Quelques notions simples sur l'adduction :	16
III-1-1)-Type d'adduction :	16
III.1.2)- Principe du choix du tracé :	17
III.1.3)-Choix du type du matériau de la tuyauterie :	17
III.2)-Etude technico-économique de l'adduction:	18
III.2.1)-Cas de refoulement :	18
III.2.2)-Cas gravitaire :	20
III.3)-Etude et choix des variantes :	21
III-4) Etude de la première variante :	23
III.4.1)-Partie Refoulement : Champ de captage —réservoir tampon	23
III.4.2)-Dimensionnement de la conduite gravitaire réservoir tampon- réservoir projeté:	37
III.5)- Détermination de la hauteur manométrique des pompes :	39
III.6)Choix de pompe :	40
III.6.1)Caractéristiques des forages (Débit et HMT des pompes) :	40
III.6.2)Fonctionnement de la pompe:	40
III.6.3) Choix du type de pompe:	40
Conclusion :	50

Chapitre IV Etude de réservoir

Introduction	51
IV.1) Classification des réservoirs	51
IV.2) Choix du réservoir	51
IV.3) Détermination de la capacité	51
IV.4) Dimensionnement du réservoir tampon	52
IV.5) Dimensionnement du réservoir	53
IV.6) Equipement du réservoir :	54
IV.6.1) Conduite d'arrivée :	54
IV.6.2) Conduite de distribution :	55
IV.6.3) Conduite de décharge ou de vidange :	55
IV.6.4) Conduite de trop-plein :	55
IV.6.5) By-pass :	56
IV.6.6) Matérialisation de la réserve d'incendie :	56
IV.6.7) Hygiène et sécurité :	57

Conclusion	58
Introduction	59
IV.7) Predimensionnement.....	59
IV.8) Calcul du poids de lanterneau.....	59
IV.9) Poids de la coupole.....	60
IV.10) Poids de la ceinture :.....	61
IV.11) Poids de la paroi pleine.....	61
IV.12) Poids du radier.....	62
IV.13) Poids de l'eau.....	62
IV.14) Etude du lanterneau	62
IV.14.1) ferrailage de la dalle circulaire.....	65
IV.14.2) calcul du voile cylindrique	69
IV-15) Étude de la coupole de couverture.....	72
IV-15-1) Calcul de ferrailage de la coupole	76
IV-16) étude de la ceinture	78
IV-16-1) calcul de ferraille.....	79
IV-16-2) condition de non fragilité.....	79
IV-16-3) les armatures transversales.....	80
IV-16-4) les espacements des cadres	80
IV-17) étude de la paroi.....	80
IV-17-1) ferrailage des aciers horizontaux	82
IV-17-2) ferrailage des aciers verticaux.....	82
Conclusion.....	85

Chapitre VI Organisation de chantier

Introduction.....	86
VI.1. Différents travaux à entreprendre :.....	86
VI.1 .1. Travaux concernant l'adduction :.....	86
VI.1.2. Travaux concernant les réservoirs :.....	86
VI.2.Calcul des volumes des travaux de l'adduction :.....	87
VI.3.Planification des travaux :	88
VI.4. Les Engins :.....	90
VI.4.1. Pelle hydraulique :.....	91
VI.4.2. Les Dozer :.....	91
VI.4.3. Chargeur	92
VI.4.4. Compacteur (vibrateur de sol)	92
Conclusion	92
Conclusion générale	93
Bibliographie	

Liste des tableaux

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA VILLE

Tableau I-1 : analyses chimiques.....	3
Tableau I-2 le taux de travail des fondations.....	3
Tableau I-3 : Répartition de la température pour l'année 2011	4
Tableau I-4 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations	4
tableau i-5 : les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation.....	4
Tableau I.6: caractéristiques des forages existants	5
Tableau I.7: caractéristiques des forages de renforcement.....	6
Tableau I.8: production journalière des forages	6

CHAPITRE II: ESTIMATION DES BESOINS EN EAU

Tableau N° II.1 : Estimation de la population future des agglomérations	8
Tableau II-2 : tableau récapitulatif des besoins domestiques.....	10
Tableau II-3 : Tableau récapitulatif des besoins scolaires.....	10
Tableau II-4 : Les besoins sanitaires.....	10
Tableau II-5: Les besoins administratifs.....	11
Tableau II-6 : Les besoins socioculturels.....	11
Tableau II-7 : Les besoins du bétail.....	11
Tableau II-8 : Récapitulation des différentes consommations journalières.....	12
Tableau II-9 : Consommations maximale et minimale journalière.....	13
Tableau II-10 : Variation du débit horaire	14
TableauII.11: Tableau des déficits à combler à l'année 2030.....	15

CHAPITRE III: ETUDE DE L'ADDUCTION

Tableau III -1 : Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau	21
Tableau III-2 : les caractéristiques de chaque tronçon.....	23
Tableau III-3 : Détermination du diamètre économique	24
Tableau III-4 Calcul des frais d'amortissement du tronçon B-RT	24
Tableau III-5 : Calcul de la HMT du tronçon B-RT.....	25
Tableau III-6: Calcul des frais d'exploitation du tronçon B-RT	25

Tableau III-7 : Bilan du tronçon B-RT	26
Tableau III-8: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Z01-A.....	26.
Tableau III-9 : Calcul de la HMT du tronçon Z01-A.....	27
Tableau III-10: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Z01-A	27
Tableau III-11: Bilan du tronçon Z01-A.....	28
Tableau III-12 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon Z02-A.....	29
Tableau III-13 : Calcul de la HMT du tronçon Z02-A	30
Tableau III-14 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon Z02-A.....	30
Tableau III-15 : Bilan du tronçon Z02-A.....	31
Tableau III-16 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon Z03-B	32
Tableau III-17 : Calcul de la HMT du tronçon Z03-B.....	32
Tableau III-18 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon Z03-B.....	33
Tableau III-19 : Bilan du tronçon Z03-B.....	33
Tableau III-20 : Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-B.....	34
Tableau III-21 : Calcul de la HMT du tronçon A-B	35
Tableau III-22 : Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-B.....	35
Tableau III-23 : Bilan du tronçon A-B.....	36
Tableau III-16 : Calcul des frais d'amortissement.....	38
Tableau III-24 : Caractéristiques des Pompes forages (Proposition).....	40

CHAPITRE IV: ETUDE DES RESERVOIRS

Tableau IV-1 Détermination de la capacité du réservoir.....	45
---	----

CHAPITRE V: DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

Tableau V-1 : récapitulatif des poids.....	54
Tableau V-2 : Calcul de ferrailage la dalle du lanterneau.....	60
Tableau V-3 : Valeurs de N_{ϕ} à l'ELU	66
Tableau V-4 : Valeurs de N_{ϕ} à l'ELS	66
Tableau V-5 : Valeurs de N_{θ} à l'ELU	67
Tableau V-6: Valeurs de N_{θ} à l'ELS.....	67

CHAPITRE VI: ORGANISATION DE CHANTIER

Tableau VI-1: calcul du volume du déblai de l'adduction	80
Tableau VI-2 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction	81
Tableau VI-3 Temps de réalisation des opérations du réservoir	81
Tableau VI-4 : Tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir	82

Liste des figures

Chapitre III: Etude de l'adduction

Figure III-1 : Schéma vertical pour la variante N°1	22
Figure III-2 : Schéma vertical pour la variante N°2.....	22
Figure III-3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	26
Figure III-4 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	29
Figure III-5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	31
Figure III-7 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	34
Figure III-8 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	36
Figure III-9 : Abri de pompe	38

Chapitre IV: Etude de réservoir

Figure IV-1: Conduite d'arrivée	46
Figure IV-2: Conduite de distribution.....	47
Figure IV-3: Matérialisation de la réserve d'incendie.....	48
Figure IV-4: Equipement du réservoir.....	49

Chapitre V : Dimensionnement de réservoir

Figure V-1: Disposition du ferrailage du lanterneau par ml.....	64
Figure V-2: Disposition du ferrailage de la coupole par ml	70
Figure V-3 : Disposition du ferrailage de la ceinture	72

Chapitre VI : Organisation de chantier

Figure VI-1 : Réseaux à nœuds.....	81
Figure VI-2 Réseaux à nœuds	82

Listes de planches

PLANCHE N°1 : PLAN DE SITUATION TOPOGRAPHIQUE

PLANCHE N°2 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE PROJETEE DE FORAGE DE ZOUIREG-RESERVOIR TAMPON.

PLANCHE N°3 : PROFIL EN LONG DE LA CONDUITE RESERVOIR TAMPON RESEVOIR DE DISTRIBUTION PARTIE GRAVITAIRE

PLANCHE N°4 : LES ACCESSOIRES D'ADDUCTION

PLANCHE N°5 : PLAN DE FERRAILLAGE DE RESERVOIR DE 500m³

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est depuis la création de l'univers la matière essentielle de la vie sur terre, elle a toujours été la priorité de l'être humain dans sa vie. Au cours de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et de son confort.

Les besoins en eau alimentaires, industrielles et agricoles sont de plus en plus élevés avec le temps. Certes, la mobilisation de la ressource en eau n'a jamais cessé de progresser, c'est pour ça il y a toujours un écart entre le volume demandé et le volume offert par les services de l'eau.

L'adduction d'eau est un des services indispensables pour le développement d'une société. Elle soutient l'économie et favorise le bien-être des individus. Le fonctionnement efficace de ce service est d'une importance primordiale pour permettre leur croissance et une réalisation significative de leurs plans et objectifs.

Donc, en raison de la balance déficitaire qui caractérise, les services d'hydraulique d'El BAYADH ont vu nécessiter de rechercher de nouvelles ressources et veillant à la protection des ressources existantes

Nous examinerons le projet d'adduction des eaux potables du champ captage de Zouireg vers la commune de KEF-ELAHMER.

Notre étude comporte six chapitres

Le premier chapitre présente certaines reconnaissances et données de bases à savoir la détermination de la zone d'études, son climat, le nombre d'habitants, topographie de site.

En suite nous examinerons les besoins qui doivent satisfaire dans le deuxième chapitre , pour l'utilisateur, le réseau d'adduction. L'aspect quantitatif des besoins nous permettra d'évaluer les volumes d'eau nécessaires à la consommation, ainsi que la répartition des débits dans le temps, qui conduisent aux dimensionnements des ouvrages d'écoulement ou d'accumulation.

Dans le troisième chapitre nous avons étudié, le choix du tracé, le choix de types des conduites, l'établissement du schéma hydraulique de l'adduction pour la zone en question et l'étude technico-économique qui comportera le dimensionnement des conduite en déterminant leurs diamètres économiques et le choix des pompes adéquates répondant aux exigences du projet en recherchant leurs points de fonctionnement.

Le quatrième chapitre sera consacré pour dimensionnement des réservoirs qui seront projetés pour mieux harmoniser la demande et la production. Les aspects économiques et techniques seront pris en compte pour l'emplacement de ces derniers. Leur dimensionnement peut se faire par deux méthodes (analytique et graphique)

Le cinquième chapitre comporte le calcul bien détaillé concernons le béton armer de réservoir de distribution qui satisfaire les besoins de notre localité.

Le dernier chapitre contient l'organisation d'un chantier qui consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

CHAPITRE

I

PRESENTATION DE LA VILLE

Introduction

La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge et, de mener à bien notre travail. Pour cela, on la fait de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I.1) Situation géographique

La zone d'étude est constituée par l'agglomération de KEF-E LAHMER est appartenant à la wilaya d'EL Bayadh, elle est située à 35Km à le nord d'EL Bayadh elle est traversée par la route national RN06 et est limitée :

- Au nord et l'est par la ville de ROGASSA
- A l'ouest par la ville de BOUGTOB.
- Au sud par la ville de TOUSMOLINE ,M'HARA et AIN OURAK.

I.2)-Topographie du site :

Le terrain du projet présente une topographie en relief accidenté (pente accentuée vers l'Est), il est formé d'une dalle calcaire affleurante à sub-affleurante.

I.3)-Hydrogéologie :

Aucune nappe n'a été détectée durant l'opération de sondage du moins jusqu'à 5.00m de profondeur. Le réseau hydrographique s'inscrit par la présence d'une châabat dans la partie Est de terrain.

I .4) Contexte géologique :**-a-Géologie de la région :**

La région d'EL Bayadh appartient à l'entité géologique de l'Atlas d'âge secondaire.

La ville d'EL Bayadh se situe au point bas de la bordure N-W d'un synclinal d'âge jurassique supérieur – crétacé inférieur, dont les flancs sont formés de grès massifs.

b-Géologie du site :

La reconnaissance géologique du site a été mise en évidence au moyen d'un sondage carotté, figé à 5m de profondeur complétée par l'observation visuelle du site et ses abords immédiats.

Ce sondage est implanté à l'intérieur du terrain du projet, comme indiqué sur le plan d'implantation de sondage.

La description lithologique du sondage se présente comme suit :

Sondage n°1 : (N33°48'04.4''E000°44'20.0'')

0.00-0.20m : Tous venants d'Oued

0.20-1.60m : Calcaire dur mal consolidé blanchâtre

1.60-5.00m : Calcaire dur grisâtre à blanchâtre avec présence de passage marneux.

A la lumière de la reconnaissance géologique du site on peut dire que le sol devant recevoir le projet est formé d'une dalle calcaire épaisse blanchâtre à grisâtre, avec présence de passage meubles en profondeur (4.00-5.00m), le font est surmonté d'une couche mince de tous venant d'Oued.

I.5) Contexte géotechnique :

La détermination des caractéristiques géotechniques du sol a été effectuée à l'aide d'un programme d'essais réalisé sur les échantillons de la roche calcaire prélevés des différents horizons dans le sous sol.

Les essais effectués sont les suivants :

- Analyses chimiques
- Essai de compression simple (RC sur carottes).

a. Analyses chimiques :

Les analyses chimiques sommaires effectuées sur des échantillons prélevés de la dalle calcaire, ont donnée les résultats récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : analyses chimiques

Echantillons Sondages	Insolubles%	Carbonates% (Caco3)	Sulfates% (So ⁻⁴)
S 01 :(0.20-1.60)m	1.6	90	-
S 01 :(1.60-500)m	3.6	87	-

Ces résultats confirment la description visuelle, il s'agit d'une roche carbonatée dépourvu de sulfate.

b.Essai de compression simple :

Une carotte normalisée a été soumise à l'écrasement, afin de déterminer la résistance à la compression de la dalle calcaire et par la suite, le taux de travail des fondations.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau I.2: le taux de travail des fondations.

Echantillon	Densité	RC (bars)
S 01 (0.20-1.60) m	2.36	225

La roche testée présente une dureté appréciable.

I.6)-Situation climatique :

La commune de KAF-ELAHMER prise généralement d'un climat de type semi continental.

Qui se caractérise par des rudes conditions climatiques avec des hivers froids et rigoureux et des étés très chauds et secs.

I-6-1)Température :

La température est un facteur climatique, très important dans la détermination de la nature du climat. La température moyenne mensuelle maximale à lieu au mois juillet, elle est de l'ordre 27,70C et la température moyenne mensuelle minimale à lieu au mois janvier, elle est de l'ordre 4,7 0C.(Tableau I.3)

Tableau I.3:Répartition de la température pour l'année 2011.

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
T _{max} (°C)	12,2	10,3	13,8	21,4	23,0	28,2	34,0	34,4	30,7	19,6	13,2	
T _{min} (°C)	1,7	-0,7	3,7	10,1	12,1	15,5	20,9	20,6	17,1	9,1	5,2	3,5
T _{moy} (°C)	6,95	4,8	8,75	15,75	17,55	21,85	27,45	27,5	23,9	14,35	9,2	6,55

Source : Centre climatologique d'El BAYADH.

I-6-2) Précipitations :

La pluviométrie dans cette région est assez faible durant la dernière décennie ou la région à connu une période de sécheresse accusant un très grand déficit pluviométrique, d'où une influence directe sur l'activité.

Tableau I.4 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations :

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Moyenne mensuelle des Précipitations (mm)	30,4	13,2	20,9	24	10,2	17,3	3,6	11,4	37,7	19,5	12,3	25,9

I.6.3) Evaporation :

On remarque que la valeur moyenne mensuelle maximale de l'évaporation est de 512,5 mm ; tandis que la valeur moyenne mensuelle minimale de l'évaporation est de 77,5 mm

tableau i.5: les valeurs moyennes mensuelles de l'évaporation.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Evaporation (mm)	77,5	100,7	184,1	223,6	374,7	408,1	512,5	479,7	295,3	216,6	135,8	83,1

I.7) Sismicité :

D'après le centre Nationale de Recherche Appliquée en Génie Parasismique(CGS) , La commune d'EL Bayadh est classée dans la zone I, (zone de faible sismicité).

I.8) –Population actuelle :

D'après le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué 2008, la population du chef lieu de commune de KEF-ELAHMER s'élève à P=11454habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'APC) qui s'est traduit par un taux d'accroissement=2.7 %.

I.9) Situation hydraulique

La zone est alimentée actuellement par 3 forages qui sont situés au niveau la ville de KEF-ELAHMER, Les caractéristiques des différents forages sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.6: caractéristiques des forages existants

Forages	Débit (l/s)	Profondeur(m)	Observations
F1	10	178	exploité
F2	11	190	exploité
F3	14	200	exploité

Le champ de captage des eaux souterraines de Zouireg, destiné au renforcement de l'eau potable de la ville de KAF-E LAHMER du point de vue quantitatif et qualitatif.

a) Présentation du champ de captage de Zouireg :

Le champ de captage de Zouireg est situé à 20km au Sud Ouest de la ville de KAF-ELAHMER, les forages existants sont repartis sur une superficie de 15Km².

b) Situation du champ de captage :

Le champ de captage de Zouireg est composé de trois (03) forages, ces dernières sont destinées pour renforcer les besoins en eau la ville de KAF-ELAHMER.

L'acheminement de ces eaux se fait :par une adduction à partir des forages jusqu'à réservoir tampon (refoulement) puis gravitaire de réservoir tampon vers réservoir de distribution.

c) Caractéristiques des forages de renforcement :

Tableau I.7 : Caractéristiques des forages de renforcement.

Forages	Niveau statique(m)	Niveau dynamique	Q d'essai(l/s)	Q d'exploitatio(l/s)
Zouireg01	41	90	18	12
Zouireg02	85	130	15	08
Zouireg03	41	85	12	06

d) Calcul de volume de production journalière des forages :

Les pompes des forages travaillant 24h/24 .elles refoulent des débits journaliers (selon le tableau. I.8)

Tableau I.8: Production journalière des forages

Forages	m ³ /j	m ³ /h	l/s
ZOUIREG01	1036.8	43.2	12
ZOUIREG02	691.2	28.8	8
ZOUIREG03	518.4	21.6	6
F1	864	36	10
F2	950,4	39,6	11
F3	1209,6	50,4	14
Total	5270,4	219,6	61

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du Point de vue topographie, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle.

La ville de KEF-ELAHMER a un bon climat, une bonne topographie, une bonne situation hydrogéologique; nous avons aussi dans ce chapitre calculé la production des forages existants et les forages de renforcement qui égal à 61 l/s .

CHAPITRE

II

ESTIMATION DES BESOINS

EN EAU

Introduction :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération est généralement évaluée en litre par habitant et par 24 heures, par mètre cube, par mètre carré de surface de végétaux, par tonne de produits fabriqués, par tête d'animal ...

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation, c'est-à-dire la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usager

II.1) Evolution de la population à l'horizon d'étude

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la loi des intérêts composés :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + t)^n \quad (\text{II-1})$$

Avec :

P_n : Population pour l'horizon considéré.(2030)

P_0 : Population à l'année de référence.(2008)

t : Taux d'accroissement annuel de la population (%). $a = 2,7\%$;(source DHW EL

Bayadh)

n : Nombre d'années séparant l'année de référence à l'horizon considéré.(22ans)

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population du chef lieu de commune de KEF-ELAHMER s'élève à $P = 11454$ habitants (d'après les données recueillies au niveau de l'APC).

Alors l'évolution de la population sera comme suite :

Tableau N° II.1 : Estimation de la population future des agglomérations.

Années	Taux d'accroissement	Population
2008	–	11454
2012	2.7	12742
2030	2.7	20582

II.2) Estimation des besoins :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur .Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateur rencontré au niveau d'une agglomération. Il est donc conseillé pour définir le niveau des consommateurs, d'effectuer une analyse détaillée des différents

besoins unitaires c'est-à-dire :

- Besoins domestiques.
- Besoins administratifs.
- Besoins scolaires.
- Besoins socioculturels.
- Besoins sanitaires.
- Besoin du bétail.

Nous allons tenter de déterminer la consommation moyenne journalière, pour chaque type de consommateurs.

La consommation moyenne journalière est définie comme étant le produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs, d'où :

$$Q_{\text{moy},j}=(Q_i.N_i)/1000 \quad [\text{m}^3/\text{j}] \quad (\text{II-2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}$: consommation moyenne journalière en m^3/j .
- Q_i : dotation journalière (pour différent usage).
- N_i : nombre de consommateurs

II.2.1) Besoins domestique

L'évolution de la consommation domestique est basée sur l'évolution démographique de la localité à desservir et les objectifs à atteindre pour la distribution d'eau c'est à dire la dotation, ainsi que la vocation économique de cette agglomération.

Cette consommation varie comme suit :

Villes :

- de moins de 5000 habitants 33 à 140 l/j/hab
- de 5000 à 10000 habitants 65 à 170 l/j/hab
- de 10000 à 20000 habitants 82 à 205 l/j/hab
- de 20000 à 100000 habitants 115 à 265 l/j/hab

Elle est plus faible dans les régions pauvres que dans les régions riches (elle est due aux développements des installations sanitaires, de l'hygiène, et les habitudes de la population).

Pour notre agglomération, les besoins seront estimés sur la base de dotation de 150 l/j/hab. Les besoins domestique pour chaque commune est résumés dans le tableau suivant :

Tableau II-2 : tableau récapitulatif des besoins domestiques

Horizon	Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)	Débit (m ³ /j) Q _{moy,j}
2008	11454	125	1431.75
2012	12742	200	2548.4
2030	20582	200	4116.4

II.2.2) Les besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau des différentes localités concernées par notre étude sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau N° II.3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires :

Equipements	Effectifs (élevés.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
4 primaires	1340	10	13.4
01CEM	1040	10	10.4
01Lycée	620	10	6.2
Total			30

II.2.3) Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires des différentes localités sont réunis dans le tableau suivant:

Tableau N° II.4: Les besoins sanitaires.

Type d'équipement	unité		Dotation	Débit (m ³ /j)
	(m ²)	lits		
2 salles de soins	400	-	5l/m ²	2,0
01 hôpital	-	80	250 (l/j/u)	20,0
Total				22

II.2.4) Besoins socioculturels :

Les équipements socioculturels et leurs besoins en eau présentés dans le tableau suivant:

Tableau N°II.5: Les besoins socioculturels

Type d'équipement	Unité	Dotation (l/j/usager)	Débit (m ³ /j)
04 Mosquées	900 fideles	05	04,50
Centre commercial	60 jeunes	10	0.6
Total			5.1

II.2.5) Besoins du bétail

Nous sommes dans une zone rurale où les différentes activités agricoles sont importantes. Parmi ces dernières, on trouve principalement l'élevage domestique. Nous avons recueilli les données du bétail auprès des services d'agriculture des localités concernées par notre étude. Les différents chiffres, dotations et besoins sont indiqués dans le tableau suivant:

Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins du bétail.

	têtes	Dotation (l/j/tête)	Débit (m ³ /j)
Bovins	100	80	8
Ovins	4000	10	40
Total			48

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau N° II.7 : récapitulation des différentes consommations moyennes journalières

Besoins	Besoins domestique (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Besoins du bétail	Total Q (m ³ /j)
	4116.4	30	22	5.1	48	4221.5

II.3) Variations de consommation maximale et minimale journalière

a)-Consommation maximale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté $K_{max.j}$ Ainsi nous pouvons écrire:

$$K_{max.j} = \frac{Q_{max.j}}{Q_{moy.j}} \quad (II .3)$$

$Q_{max.j}$: Consommation maximale journalière (m³/j)

$Q_{moy.j}$: Consommation moyenne journalière (m³/j)

Avec : $K_{max.j} \in [1, 1-1,3]$

On prend $K_{max.j}=1,3$.

D'ou: $Q_{max.j}=1,3*Q_{moy.j}$

b)- Consommation minimale journalière

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons aussi mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation minimale est inférieure à la moyenne de consommation. Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière minimum est noté $K_{min.j}$. Ainsi nous pouvons écrire:

$$K_{min.j} = \frac{Q_{min.j}}{Q_{moy.j}} \quad (II .4)$$

$Q_{min,j}$: Consommation minimale journalière (m^3/s)

$Q_{moy,j}$: Consommation moyenne journalière (m^3/s)

Avec : $K_{min,j} \in [0,7 - 0,9]$

On prend $K_{min,j}=0,9$

D'où: $Q_{min,j} = 0,9 * Q_{moy,j}$

Tableau II.8: Consommations maximale et minimale journalière

Commune	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$K_{max,j}$	$Q_{max,j}$ (m^3/j)	$K_{min,j}$	$Q_{min,j}$ (m^3/j)
KEF-ELAHMER	4221.5	1,2	5065.8	0,9	3799.35

En intégrant les coefficients d'irrégularité journalière maximum et minimum, nous garantissons la satisfaction des besoins en eau de notre agglomération ce qui permet de dimensionner le réseau et aussi pour le dimensionnement de réservoir en fonction du débit maximum journalier qui est égal à $Q_{max,j}=5065.35$ (m^3/j) c'est-à dire $Q_{max,j}=58.63$ l/s

II.4)Variation des débits horaires

Dans la présente étude, pour la détermination du débit de pointe, nous avons opté pour la méthode donnant la variation horaire de la consommation totale dans divers centres d'agglomérations (annexe II.1) Dans chaque agglomération, la variation du débit horaire est exprimée en pourcentage du débit maximum journalier.

Nous devons établir la répartition horaire du débit maximum journalier .A l'horizon 2030, Le nombre d'habitants de la commune de KEF-ELAHMER est entre 10000 et 50000 correspondent à la deuxième colonne de répartition.

Tableau II.9 : Variation du débit horaire

Heures	Consommation totale $Q_{max,j}=5065.8 \text{ (m}^3\text{/j)}$		Courbe de la consommation Cumulée (intégrale)	
	%	m ³ /h	%	m ³ /h
(h)	%	m ³ /h	%	m ³ /h
0-1	1.5	75.987	1,5	75.897
1-2	1.5	75.987	3	151.884
2-3	1.5	75.987	4,5	227.871
3-4	1.5	75.987	6	303.858
4-5	2.5	126.645	8,5	430.503
5-6	3.5	177.303	12	607.806
6-7	4.5	227.961	16,5	835.767
7-8	5.5	278.619	22	1114.386
8-9	6.25	316.6125	28,25	1430.9985
9-10	6.25	316.6125	34,5	1747.611
10-11	6.25	316.6125	40,75	2064.2235
11-12	6.25	316.6125	47	2380.836
12-13	5	253.29	52	2634.126
13-14	5	253.29	57	2887.416
14-15	5.5	278.619	62,5	3166.035
15-16	6	303.948	68,5	3469.983
16-17	6	303.948	74,5	3773.931
17-18	5.5	278.619	80	4052.55
18-19	5	253.29	85	4305.84
19-20	4.5	227.961	89,5	4533.801
20-21	4	202.632	93,5	4736.433
21-22	3	151.974	96,5	4888.407
22-23	2	101.316	98,5	4989.723
23-24	1.5	75.987	100	5065.8

Le débit de pointe $Q_{max,h}$ est $316.6125 \text{ m}^3\text{/h}$ et survient entre 8h et midi.

II.5) Comparaison entre les besoin et production en eau

Pour satisfaire les besoins en eau à l'horizon d'étude (2030), il est nécessaire de calculer s'il existe un déficit ou non.

Le déficit est la différence entre les besoins estimés et la production en eau existante.

Le tableau ci-dessous représente la différence entre les besoin et production en eau

Tableau II.11: Tableau de Comparaison entre les besoin et production en eau

Commune	Besoins en eau à l'an 2030(m ³ /j)	Production en eau existante (m ³ /j) +renforcement	différence (m ³ /j)
KEF-ELAHMER	5065.8	5207.4	142.1

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons essayé de calculer et estimer les besoins en eau à l'horizon de calcul, par la suite on a calculé la différence entre les besoin et production en eau nous remarquons que ces forages sont satisfait ces besoins
A fin de transférer cette quantité vers les consommateurs il est indispensable de dimensionner les ouvrages de stockage qui est l'objectif du chapitre suivant.

CHAPITRE

III

Etude d'adduction

-Introduction :

Le choix du diamètre d'une canalisation sous pression se fait en tenant compte :

Des paramètres hydrauliques (débit, pertes de charge, vitesse)

pour une adduction gravitaire,

Des paramètres hydrauliques et économiques optimaux (coût du pompage et amortissement des installations) pour une adduction

par refoulement

III.1)-Quelques notions simples sur l'adduction :

III-1-1)-Type d'adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes [1] :

- Adduction gravitaire.
- Adduction par refoulement.
- Adduction mixte.

a)- Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée. Il existe deux types d'adductions gravitaires :

-Adduction sans charge(écoulement «à surface libre).

-En charge (le plus rencontré).

b)- Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

c)- Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

- Dans notre étude, il s'agit d'une adduction mixte (refoulement et gravitaire) où les forages alimentent le réservoir par refoulement, puis le passage gravitaire vers réservoir projeté sur une distance de 10383.5m.

III.1.2)- Principe du choix du tracé :

L'adduction principale suivra un axe préférentiel de la wilaya d'ELBAYADH vers la commune de BOUGTOB ; en parallèle avec la RN N°06A

Dans le cas d'un projet d'une adduction les principaux critères du choix du tracé sont:

- Distance la plus courte entre deux points à desservir,
- Eviter le passage par des points hauts nécessitant davantage le pompage.
- Condition, de poses à priori plus faciles en absence d'une topographie plus précise et de données géotechniques.
- Il est préférable de passer la conduite à coté des routes pour faciliter la pose des tuyaux et leur exploitation (détection des fuites, des vannes défectueuses, de tous dommages subit par l'installation) et permettre un accès rapide pour l'entretien, la réparation ainsi l'acheminement du matériel.
- Eviter le maximum possible les pentes et contres pentes, qui peuvent donner lieu à des contournements d'air, suite à l'arrêt inopiné du groupe électropompe difficilement évacuables.

III.1.3)-Choix du type du matériau de la tuyauterie :

[1] Le choix porté sur les différentes conduites se fait en fonction de :

- Diamètre.
- Pressions supportées.
- Les conditions d'installation.
- Le revêtement.
- La disponibilité.
- Du prix unitaire.
- Du type de sol.
- Ne pas omettre d'intégrer le coût de transport qui reste un paramètre Important.
- Les frais d'amortissement de la conduite varient dans le même sens que le diamètre de celle ci, et dans les mêmes conditions du débit véhiculé.
- Les frais d'exploitation qui seront inversement proportionnels au diamètre de la conduite.
- Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend Aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

Sur le plan technique :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges

mobiles ;

- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service ;

Parmi les matériaux utilisés, nous pouvons citer: L'acier- la fonte - le béton -le PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié) et le PEHD (polyéthylène à haute densité)

Pour notre étude on va projeter des conduites en PEHD.

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte

III.2) Etude technico-économique de l'adduction [2]:

L'étude du dimensionnement consiste à déterminer le diamètre optimal en se basant sur les frais d'exploitation et les frais d'amortissement de la conduite qui augmente avec l'augmentation du diamètre. Cette étude permettra de fixer la variante adéquate pour le projet.

III.2.1)cas de refoulement :

A) Calcul des diamètres économiques des conduites de refoulements entre les forages et le réservoir tampon :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise les deux formules approchées suivantes:

-Formule de BRESS : $D = 1,5 * \sqrt{Q}$ (III-1)

-Formule de BONNIN : $D = \sqrt{Q}$ (III-2)

Q: débit à élever en m³/s.

B) Calcul des pertes de charge : Pertes de charge linéaires :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \tag{III-3}$$

Pertes de charge singulières :Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....) Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires $\Delta H_s = 0,15 * \Delta H_l$ (III-4)

✓ **Pertes de charge totales (ΔH_t) :**

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières :

$$\Delta H_t = \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,15 * \Delta H_l$$

$$\Rightarrow \Delta H_t = 1,15 * \Delta H_l$$

C) Calcul de la hauteur manométrique totale :

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique : $HMT = Hg + \Delta H_t$ (III-5)

Hg: la hauteur géométrique

ΔH_t : pertes de charge total

D) Puissance absorbée par la pompe :

C'est la puissance absorbée par la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (III-6)$$

η : rendement de la pompe en (65-90) (%)

Q: débit refoulé par la pompe en (m³/s)

g: pesanteur (9.81 m/s²)

E) Energie consommée par la pompe :

$$E = P * t * 365 \text{ [KWh]} \quad (III-7)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure)

P: puissance de la pompe en (kW)

F) Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante:

$$F_{ex} = E * e \text{ [DA]} \quad (III-8)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=4,67DA)

J) Frais d'amortissement :

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante:

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (III-9)$$

P_{rc} : prix de ml de la conduite en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule (III-13):

$$A = \frac{i}{(i + 1)^n - 1} + i \quad (III-10)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 19$ ans

$$A = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{19} - 1} + 0,08 = 0,10412 = 10,412 \%$$

III.2.2) Cas gravitaire :

A) Détermination de diamètre avantageux :

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbakh :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$$L_e = L_g + L_{e_s} \quad (III-11)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à 15% des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g$$

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau III-1

Tableau III-1: Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 - 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \tag{III-12}$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4.772$ parce nous avons utilisé le PEHD

III.3)-Etude et choix des variantes :

L'acheminement de l'eau pour n'importe quel réseau d'alimentation en eau potable doit avoir une adduction, soit par pompage, soit gravitaire soit mixte. Plusieurs variantes de transfert des eaux de champ de captage de Zouireg vers la ville de KAF-ELAHMER peuvent se projeter. Il s'agit de trouver celle qui répondra aux normes hydrauliques cités et ne présente pas des contraintes pendant la réalisation et enfin celle qui est la Plus économique.

Dans ce projet deux variantes sont distinguées :

A)- la première variante :

Il s'agit de refouler les eaux des forages (03forages) de notre champ de captage directement vers le réservoir tampon a une cote de 999.55m, on passe par des point de ramification **(A)** et **(B)** a une cote de terrain respectivement 987,6m , 974,3 et a partir de ce réservoir tampon une conduite d'écoulement gravitaire sera projetée vers le réservoir d'eau projeté de la ville de KAF-ELAHMER (figure III-1.)

B)-la deuxième variante :

Meme chemin d'adduction seulement que nous avons changé la cote de réservoir tampon à 980m (figure III-2)

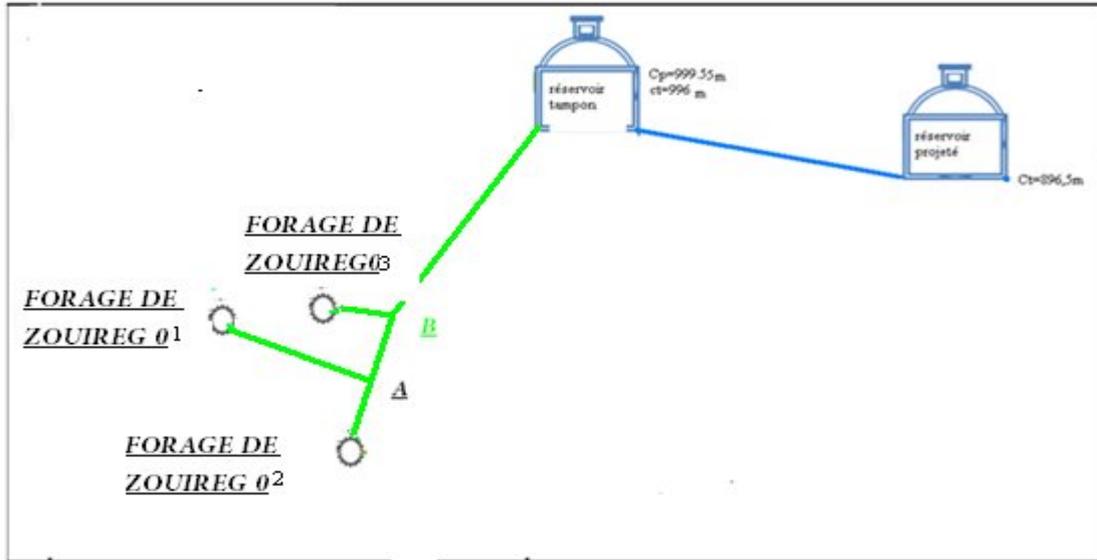


Figure III.1: schéma vertical pour la variante N01

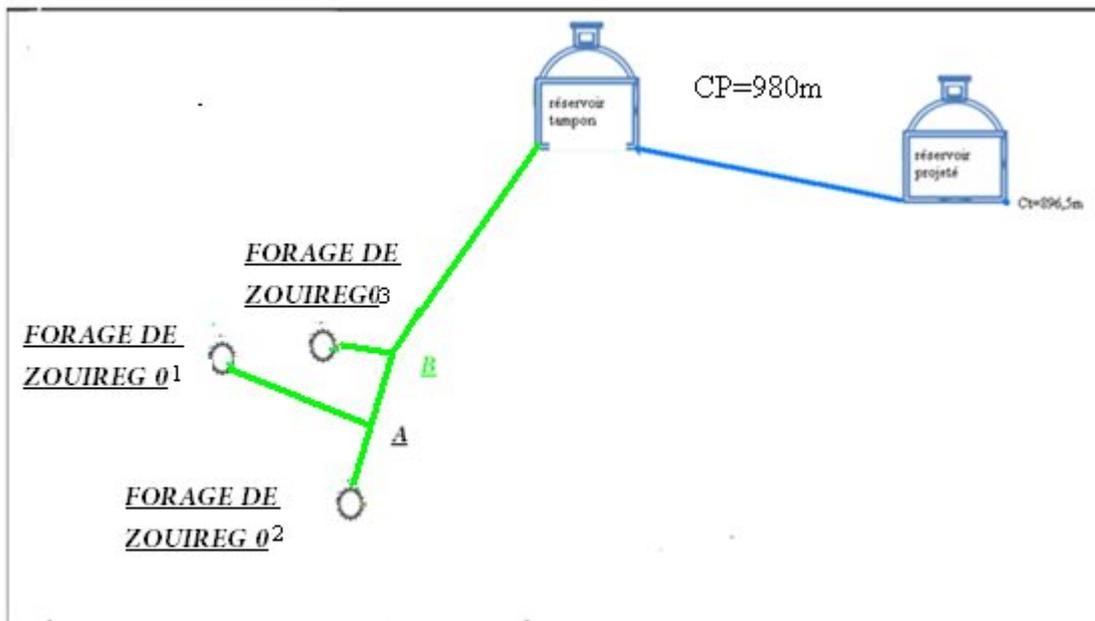


Figure III.2: schéma vertical pour la variante N02

Nous avons étudié les deux variantes et nous avons fait comparaison entre elles et nous prenons la variante présentant des avantages meilleurs de point de vue techniques et économique

III-4) Etude de la première variante :

III.4.1)-Partie Refoulement) : Champ de captage —réservoir tampon

Il s'agit de refoulement des eaux des forages (03forages) de notre champ de captage vers le réservoir tampon

Tableau N° III-2 les caractéristiques de chaque tronçon

Tronçons	Débit (l/s)	La longueur (m)	C _T amont (m)	C _T aval (m)
Forage zouireg01-A	12	1467	980.79	987.6
Forage zouireg02-A	8	1703	1011.82	987.6
Forage zouireg03-B	6	48	973.8	974.3
A-B	20	2114	987.6	974.3
B-RT	26	886	974.3	999.55

Le diamètre économique est calculé par la relation de Bonnin et Bresse

Les résultats de calcul des différents diamètres économiques sont présentés dans le tableau III.2:

Tableau III.3: Détermination du diamètre économique :

Tronçon	Q	D	DN	L (m)
Z1-A	0,012	0,109	0,110	1467
Z2-A	0,008	0,089	0,09	1703
Z3-B	0,006	0,116	0,125	48
A-B	0,02	0,161	0,16	2114
B-RT	0,026	0,241	0,250	886

A partir de ces diamètres, on choisit une gamme de diamètres parmi lesquels on optera pour celui qui présentera les frais les moins élevés.

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de chaque tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

A)-Tronçon B-Réservoir tampon

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-04: Calcul des frais d'amortissement du tronçon B-RT

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
110	885,91	886	81725.48
125	1132,44	886	104468
160	1825,2	886	168375.3
200	2892,24	886	266810.1
315	8644,5	886	797457.9

Tableau III-05: Calcul des paramètres du tronçon B-RT.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	L (m)	Hg(m)	ΔH_t (m)
110	2.737	886	25,25	27.20
125	2.120	886	25,25	14.78
160	1.294	886	25,25	4.55
200	0.828	886	25,25	1.57
315	0.334	886	25,25	0.18

Tableau III-06: Calcul des frais d'exploitation du tronçon B-RT

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
110	17.837179	130211.406	4,67	608087.268
125	13.6129971	99374.879	4,67	464080.685
160	10.1344625	73981.5766	4,67	345493.963
200	9.12055136	66580.0249	4,67	310928.716
315	8.64807723	63130.9638	4,67	294821.601

Tableau III-07: Bilan du tronçon B-RT

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
110	608087.268	81725.48	648680.5
125	464080.685	104468	546199.9
160	345493.963	168375.3	506988.3
200	310928.716	266810.1	575366.4
315	294821.601	797457.9	1092008

Le diamètre économique de tronçon B-RT est **160** mm avec une vitesse **1,294/s**.

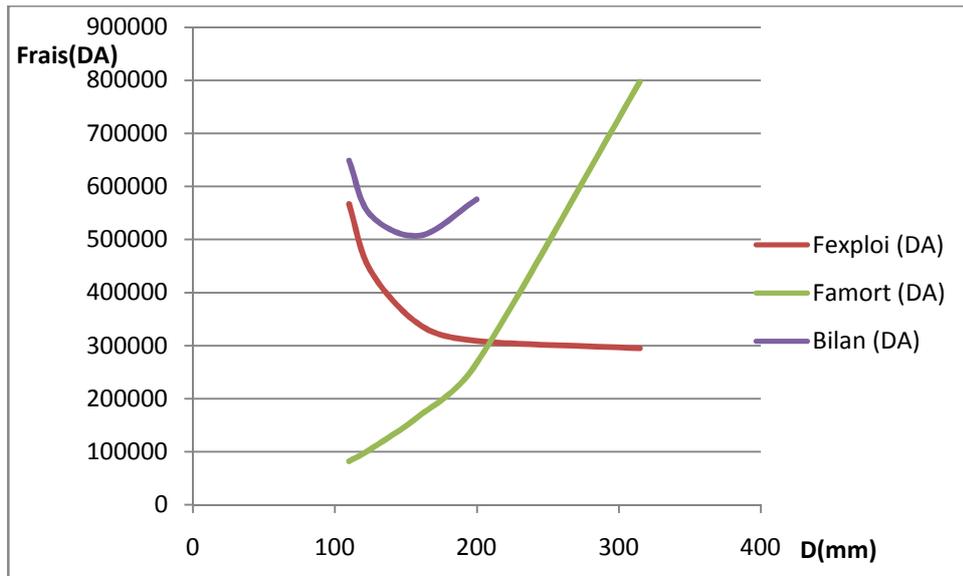


Figure III.3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

B)-Tronçon Zoiureg01-A

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-08: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Z01-A

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
90	510,71	1467	78007.91
110	885,91	1467	135317.5
125	1132,44	1467	172973.5
160	1825,2	1467	278788.4
200	2892,24	1467	441772.4

Tableau III-09: Calcul de la HMT du tronçon Z01-A.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	L (m)	Hg(m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
90	1.887	1467	96.81	25.00	121.81
110	1.263	1467	96.81	9.59	106.40
125	0.978	1467	96.81	5.21	102.02
160	0.597	1467	96.81	1.60	98.41
200	0.382	1467	96.81	0.55	97.36

Tableau III-10: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Z01-A

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{exploit} (DA)
90	121.81	19.1185832	139565.657	4,67	651771.619
110	106.40	16.7011045	121918.063	4,67	569357.353
125	102.02	16.013462	116898.273	4,67	545914.934
160	98.41	15.4472013	112764.57	4,67	526610.541
200	97.36	15.2821496	111559.692	4,67	520983.763

Tableau III-11: Bilan du tronçon Z01-A

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	651771.619	78007.91	729779.5
110	569357.353	135317.5	704674.8
125	545914.934	172973.5	718888.4
160	526610.541	278788.4	805399
200	520983.763	441772.4	962756.2

Le diamètre économique de tronçon Z01-A est **110 mm** avec une vitesse **1,263m/s**.

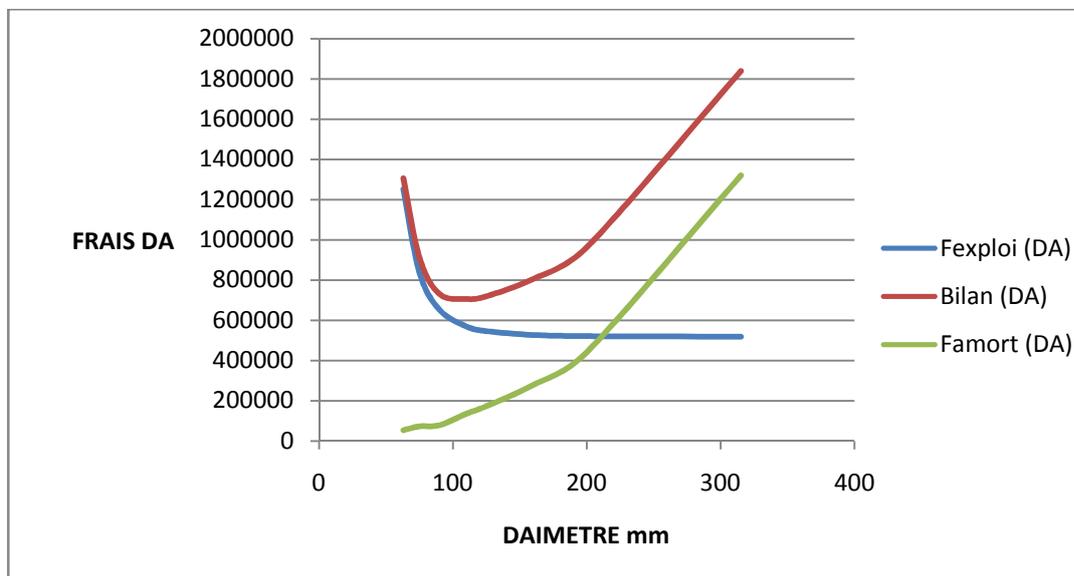


Figure III.4: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

C)-Tronçon Zoiureg02-A

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-12: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Z02-A

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
63	348,6	1703	61812.4831
75	477,13	1703	84602.9548
90	510,71	1703	90557.2382
110	885,91	1703	157086.336
125	1132,44	1703	200800.139

Tableau III-13: Calcul de la HMT du tronçon Z02-A

Diamètre en (mm)	V (m/s)	L (m)	Hg(m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
63	2.568	1703	105.78	70.74	176.52
75	1.812	1703	105.78	30.78	136.56
90	1.258	1703	105.78	12.90	118.68
110	0.842	1703	105.78	4.95	110.73
125	0.652	1703	105.78	2.69	108.47

Tableau III-14: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Z02-A

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
63	176.52	18.4708831	134837.447	4.67	629690.876
75	136.56	14.2899887	104316.918	4.67	487160.006
90	118.68	12.4182813	90653.4532	4.67	423351.626
110	110.73	11.5867599	84583.3473	4.67	395004.232
125	108.47	11.3502369	82856.7291	4,67	386940.925

Tableau III-15: Bilan du tronçon Z02-A

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
63	629690.876	61812.4831	691503.36
75	487160.006	84602.9548	571762.96
90	423351.626	90557.2382	513908.86
110	395004.232	157086.336	552090.57
125	386940.925	200800.139	587741.06

Le diamètre économique de tronçon Z02-A est **90** mm avec une vitesse **1.258**m/s.

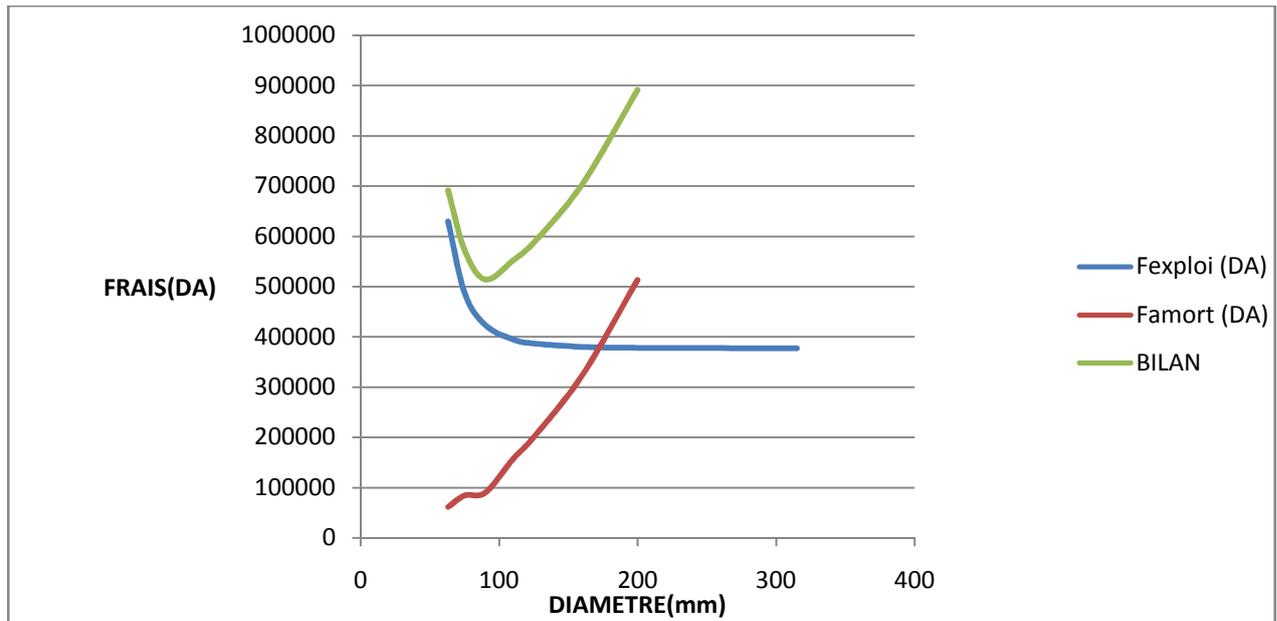


Figure III.5: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D)-Tronçon Zoiureg03-B

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-16: Calcul des frais d'amortissement du tronçon Z03-B

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
63	348,6	48	1742.21914
75	477,13	48	2384.58123
90	510,71	48	2552.40601
110	885,91	48	4427.56556
125	1132,44	48	5659.66333

Tableau III-17: Calcul de la HMT du tronçon Z03-B.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	L (m)	Hg(m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
63	1.926	48	85.5	1.12	86.62
75	1.359	48	85.5	0.49	85.99
90	0.944	48	85.5	0.20	85.70
110	0.632	48	85.5	0.08	85.58
125	0.489	48	85.5	0.04	85.54

Tableau III-18: Calcul des frais d'exploitation du tronçon Z03-B

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{exploit} (DA)
63	86.62	6.79805632	49625.8111	4.67	231752.538
75	85.99	6.74834222	49262.8982	4.67	230057.735
90	85.70	6.72608616	49100.429	4.67	229299.003
110	85.58	6.71619872	49028.2507	4.67	228961.931
125	85.54	6.71338628	49007.7198	4,67	228866.052

Tableau III-19: Bilan du tronçon Z03-B

Diamètre (mm)	F _{exploit} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
63	231752.538	1742.21914	233494.757
75	230057.735	2384.58123	232442.316
90	229299.003	2552.40601	231851.409
110	228961.931	4427.56556	233389.496
125	228866.052	5659.66333	234525.715

Le diamètre économique de tronçon Z03-B est **90** mm avec une vitesse **0,944**m/s.

E)-Tronçon A-B

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-20: Calcul des frais d'amortissement du tronçon A-B

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
90	510,71	2114	112412.2
110	885,91	2114	194997.4
125	1132,44	2114	249261
160	1825,2	2114	401744.2
200	2892,24	2114	636610

Tableau III-21: Calcul des paramètres du tronçon A-B.

Diamètre en (mm)	V (m/s)	L (m)	Hg(m)	ΔH_t (m)
90	3.145	2114	13.3	100.05
110	2.106	2114	13.3	38.40
125	1.631	2114	13.3	20.87
160	0.995	2114	13.3	6.42
200	0.637	2114	13.3	2.21

Tableau III-22: Calcul des frais d'exploitation du tronçon A-B

Diamètre en (mm)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{exploit} (DA)
90	29.6533367	216469.358	4.67	1010911.902
110	13.5252158	98734.0757	4.67	461088.1335
125	8.93763417	65244.7295	4.67	304692.8866
160	5.15984663	37666.8804	4.67	175904.3316
200	4.05871024	29628.5847	4,67	138365.4907

Tableau III-23: Bilan du tronçon A-B

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
90	1010911.902	112412.2	1123324.12
110	461088.1335	194997.4	656085.5
125	304692.8866	249261	553953.893
160	175904.3316	401744.2	577648.52
200	138365.4907	636610	774975.512

Le diamètre économique de tronçon A-B est **125 mm** avec une vitesse **1,631m/s**.

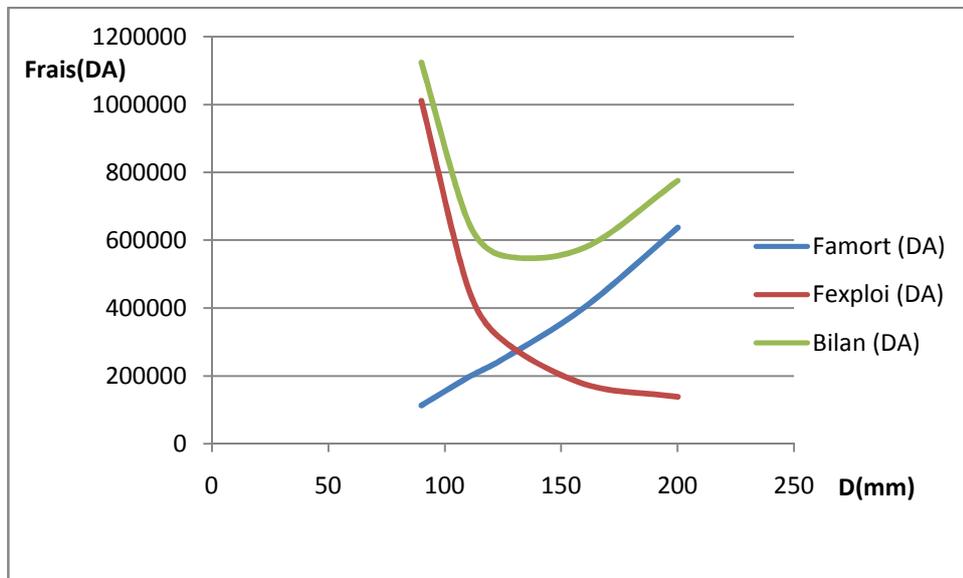


Figure III.7: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

III.4.2) Dimensionnement de la conduite gravitaire réservoir tampon- réservoir projeté:

Le calcul du tronçon réservoir tampon- réservoir projeté se fait de telle façon pour que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau des forages, qui fonctionne 24h/24h. Puisque le tronçon fonction en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier des réservoirs pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la cote de trop pleine de réservoir projeté.

La charge disponible :

$$H_d = C_{RT} - C_{Tp} \tag{III-13}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

C_{RT} : Cote du radier du réservoir tampon (996.55m)

C_{TE} : Cote du trop plein du de réservoir projeté (905.8)

$$\Delta H_d = 996.55 - 905.8 = 90.75m$$

$L = 10383.5m$ la longueur de la conduite gravitaire .

***Détermination du gradient moyen**

$$J_{moy} = \Delta H_d / L \tag{III-14}$$

$$J_{moy} = 90.75 / 10383.5 = 0.008739$$

***Détermination du diamètre**

$$J = \Delta H / L = KQ^{\beta} / D^m \tag{III-15}$$

$$D = \sqrt[m]{\frac{KQ^{\beta}}{J}}$$

D'où

Sachant que : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

$$D = \sqrt[4,772]{\frac{0.001052 * 0.026^2}{0.008739}}$$

$$D = 0.13899m = 138.88mm \quad \Longrightarrow$$

$$D_N = 160mm$$

Le diamètre de la conduite gravitaire est $D = 160mm$.

*Calcul la perte de charge pour le diamètre 160mm

$$\Delta H_t = \frac{K^*L * Q^\beta}{D_{av}^m} = 46.37m$$

Nous regardons que la perte de charge va diminuée donc il faut connaitre sur quelle distance on place le diamètre

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0.145m, il est compris entre les diamètres normalisés 160mm et 125mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø160 et Ø125.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$= ' \times \times (\text{---} + \text{---})$$

AN :

$$= 0,001052 \times 0,026 \times \left(\frac{\text{---}}{0,16} + \frac{\text{---}}{0,125} \right)$$

Et on a :

$$L = 10383.5m$$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

$$90.75=0.001052*0.026^2(((10383.5-X)/0.16^{4.772}+(X/0.125^{4.772}))$$

Après résolution on trouve :

$$x = 4420.74m.$$

Alors on va avoir un Ø160mm sur une longueur de 5962.78m suivi de Ø125mm sur une longueur de 4420.74m.

Calcul des frais d'amortissement

Tableau N°III-24: Calcul des frais d'amortissement

Diametre(mm)	Prix de ml(DA)	L (m)	F amort (DA)
160	1825,2	5962.78	10883266.06
125	1132.44	4420.74	5006222.81
Total			15889488.87

III.4.2.1)- Détermination de la hauteur manométrique des pompes :

• **Forage de Zouireg03 :**

$$HMT = H_g + \Delta H \quad (III-16)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique

ΔH : Perte de charge entre le forage et le réservoir tampon

$$H_g = C_{TB} - C_{if} + ND_F + P_B$$

Avec :

C_{TB} : Cote de terrain de point B .

C_{if} : Cote du terrain du forage de Zouireg03

ND_F : Niveau dynamique du forage de Zouireg03.

P_B : Pression au niveau de point B.

$$P_B = C_{TP} + \Delta H_{B-Rt} - C_{TB}$$

$$P_B = 999.55 + 4,55 - 974.7 = 29.4m$$

A.N $H_g = 974.3 - 973.8 + 85 + 29.4 = 114.9m$

$$HMT = 114.9 + 0.2 = 115.1m$$

$$\mathbf{HMT = 115.1m}$$

La HMT de la première pompe du Forage de Zouireg03 : est de 115.1m

- **Forage de Zouireg02 :**

$$H_g = C_{TA} - C_{tf} + ND_F + P_A$$

Avec :

C_{TA} : Cote de terrain de point A .

C_{tf} : Cote du terrain du forage de Zouireg02

ND_F : Niveau dynamique du forage de Zouireg02.

P_A : Pression au niveau de point A.

$$P_A = C_{PB} + \Delta H_{A-B} - C_{TA}$$

$$P_A = 999.55 + 4.55 + 20.87 - 987.6 = 37.37\text{m}$$

- **A.N** $H_g = 987.6 - 1011.82 + 130 + 37.37 = 143.15\text{m}$

$$HMT = 143.5 + 12.9 = 156.05\text{m}$$

$$\mathbf{HMT = 156.05\text{m}}$$

La HMT de la première pompe du Forage de Zouireg02 : est de 156.05m

- **Forage de Zouireg01:**

$$H_g = C_{TA} - C_{tf} + ND_F + P_A$$

Avec :

C_{TA} : Cote de terrain de point A .

C_{tf} : Cote du terrain du forage de Zouireg01

ND_F : Niveau dynamique du forage de Zouireg01.

P_A : Pression au niveau de point A.

$$P_A = C_{PB} + \Delta H_{A-B} - C_{TA}$$

$$P_A = 999.55 + 4.55 + 20.87 - 987.6 = 37.37\text{m}$$

- **A.N** $H_g = 987.6 - 980.79 + 90 + 37.37 = 134.18\text{m}$

$$HMT = 134.18 + 9.59 = 143.77\text{m}$$

$$\mathbf{HMT = 143.77\text{m}}$$

La HMT de la première pompe du Forage de Zouireg01 : est de 143.77m

✓ Calcul des frais d'exploitation

Les résultats trouvés pour le calcul des frais d'exploitation du sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-25: Calcul des frais d'exploitation de chaque pompe

Les pompes	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
Z01	143.77	22.56613	164732.749	4,67	769301.9378
Z02	156.05	16.32907	119202.211	4,67	556674.3254
03	115.1	9.03304	65941.192	4,67	307945.3666
Total					1633921.63

Calcul de bilan total des frais d'amortissements et exploitation de la première variante

$$B=1633921.63+15889488.87=17523410.5 \text{ DA}$$

$$B=17523410.5 \text{ DA}$$

III-5) Etude de la deuxième variante :**III.5.1)-Partie Refoulement) : Champ de captage —réservoir tampon**

Puisque nous avons gardé les mêmes tronçons et changeons que la cote de réservoir tampon donc on fait le calcul seulement pour le tronçon B-RT

A)-Tronçon B-Réservoir tampon

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau III-26: Calcul des frais d'amortissement du tronçon B-RT

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
110	885,91	886	81725.48
125	1132,44	886	104468
160	1825,2	886	168375.3
200	2892,24	886	266810.1
315	8644,5	886	797457.9

Tableau III-27: Calcul des paramètres du tronçon B-RT

Diamètre en (mm)	V (m/s)	L (m)	Hg(m)	ΔH_t (m)	HMT (m)
110	2.737	886	5,7	27.20	32.90
125	2.120	886	5,7	14.78	20.48
160	1.294	886	5,7	4.55	10.25
200	0.828	886	5,7	1.57	7.27
315	0.334	886	5,7	0.18	5.88

Tableau III-28: Calcul des frais d'exploitation du tronçon B-RT

Diamètre en (mm)	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
110	32.90	11.188615	81676.8893	4,67	381431.1
125	20.48	6.96443313	50840.3618	4,67	237424.5
160	10.25	3.48589854	25447.0594	4,67	118837.8
200	7.27	2.47198736	18045.5077	4,67	84272.52
315	5.88	1.99951323	14596.4466	4,67	68165.41

Tableau III-29: Bilan du tronçon B-RT

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
110	381431.1	81725.48	463156.6
125	237424.5	104468	341892.4
160	118837.8	168375.3	287213.1
200	84272.52	266810.1	351082.6
315	68165.41	797457.9	865623.3

Le diamètre économique de tronçon B-RT est **160** mm avec une vitesse **1,294/s**.

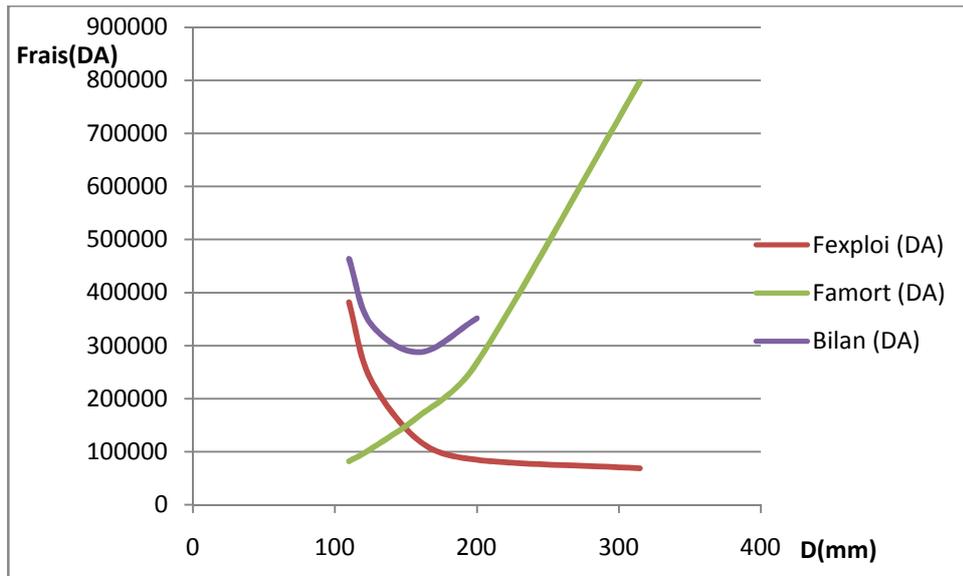


Figure III.3: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

III.5.2) Dimensionnement de la conduite gravitaire réservoir tampon- réservoir projeté:

Le calcul du tronçon réservoir tampon- réservoir projeté se fait de telle façon pour que le tronçon véhicule en 24 heures la totalité du débit refoulé par les pompes installées au niveau des forages. Puisque le tronçon fonctionne en gravitaire, il s'agit de déterminer le diamètre avantageux, la charge disponible est calculée en faisant la différence entre la cote du radier des réservoirs pour la détermination du diamètre avantageux de la conduite gravitaire sachant que la cote de trop pleine de réservoir projeté.

La charge disponible :

$$H_d = C_{RT} - C_{Tp}$$

Avec:

H_d : La charge disponible.

C_{RT} : Cote du radier du réservoir tampon (980m)

C_{TE} : Cote du trop plein du de réservoir projeté (905.8)

$$\Delta H_d = 980 - 905.8 = 74.2m$$

$L = 10383.5m$ la longueur de la conduite gravitaire.

*Détermination du gradient moyen

$$J_{moy} = \Delta H_d / L$$

$$J_{moy} = 74.2 / 10383.5 = 0.007145$$

*Détermination du diamètre

$$J = \Delta H / L = KQ^{\beta} / D^m$$

$$D = \sqrt[m]{\frac{KQ^{\beta}}{J}}$$

D'où

Sachant que : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

$$D = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 * 0,026^2}{0,007145}}$$

$D = 0,145m = 145mm$ \implies

$D_N = 160mm$

Le diamètre de la conduite gravitaire est $D = 160mm$.

*Calcul la perte de charge pour le diamètre 160mm

$$\Delta H_t = \frac{K' * L * Q^{\beta}}{D_{av}^m} = 46,37m$$

Nous regardons que la perte de charge va diminuée donc il faut connaitre sur quelle distance on place le diamètre

Le diamètre le plus avantageux calculé auparavant est de 0.145m, il est compris entre les diamètres normalisés 160mm et 125mm, donc on va adopter une adduction à deux conduites en série composé de Ø160 et Ø125.

La perte de charge engendrée s'écrit :

$$= ' \times \times (\text{---} + \text{---})$$

AN :

$$= 0,001052 \times 0,026 \times \left(\frac{\text{---}}{0,16} + \frac{\text{---}}{0,125} \right)$$

Et on a :

$$L = 10383.5\text{m}$$

Alors l'équation précédente se transforme en une équation à un seul inconnu (x).

$$74.2=0.001052*0.026^2(((10383.5-X)/0.16^{4.772}+(X/0.125^{4.772}))$$

Après résolution on trouve :

$$x = 2772,12 \text{ m.}$$

Alors on va avoir un Ø160mm sur une longueur de 7611.38m suivi de Ø125mm sur une longueur de 2772,12 m.

✓ **Calcul des frais d'amortissement**

Tableau N°III-30: Calcul des frais d'amortissement

Diametre(mm)	Prix de ml(DA)	L (m)	F amort (DA)
160	1825,2	7611.38	13892290.78
125	1132.44	2772.12	3139259.5743
Total			17031550.35

III.5.3)- Détermination de la hauteur manométrique des pompes :

• **Forage de Zouireg03 :**

$$HMT=H_g+\Delta H$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique

ΔH: Perte de charge entre le forage et le réservoir tampon

$$H_g=C_{TB}-C_{if}+ ND_F+P_B$$

Avec :

C_{TB}: Cote de terrain de point B .

C_{if}: Cote du terrain du forage de Zouireg03

ND_F: Niveau dynamique du forage de Zouireg03.

P_B : Pression au niveau de point B.

$$P_B = C_{TP} + \Delta H_{B-Rt} - C_{TB}$$

$$P_B = 980 + 4,55 - 974,7 = 9,85 \text{m}$$

A.N $H_g = 974,3 - 973,8 + 85 + 9,85 = 95,35 \text{m}$

$$HMT = 95,35 + 0,2 = 95,55 \text{m}$$

$$\mathbf{HMT = 95,55 \text{m}}$$

La HMT de la première pompe du Forage de Zouireg03 : est de 95,55m

• **Forage de Zouireg02 :**

$$H_g = C_{TA} - C_{tf} + ND_F + P_A$$

Avec :

C_{TA} : Cote de terrain de point A .

C_{tf} : Cote du terrain du forage de Zouireg02

ND_F : Niveau dynamique du forage de Zouireg02.

P_A : Pression au niveau de point A.

$$P_A = C_{PB} + \Delta H_{A-B} - C_{TA}$$

$$P_A = 980 + 4,55 + 20,87 - 987,6 = 17,82 \text{m}$$

• **A.N** $H_g = 987,6 - 1011,82 + 130 + 17,82 = 123,6 \text{m}$

$$HMT = 123,6 + 12,9 = 136,5 \text{m}$$

$$\mathbf{HMT = 136,5 \text{m}}$$

La HMT de la première pompe du Forage de Zouireg02 : est de 136,5m

• **Forage de Zouireg01:**

$$H_g = C_{TA} - C_{tf} + ND_F + P_A$$

Avec :

C_{TA} : Cote de terrain de point A.

C_{tf} : Cote du terrain du forage de Zouireg01

ND_F : Niveau dynamique du forage de Zouireg01.

P_A : Pression au niveau de point A.

$$P_A = C_{PB} + \Delta H_{A-B} - C_{TA}$$

$$P_A = 999.55 + 4.55 + 20.87 - 987.6 = 17.82 \text{ m}$$

- **A.N** $H_g = 987.6 - 980.79 + 90 + 17.82 = 114.63 \text{ m}$

$$HMT = 114.63 + 9.59 = 124.22 \text{ m}$$

$$\mathbf{HMT = 124.22 \text{ m}}$$

La HMT de la première pompe du Forage de Zouireg01 : est de 124.22m

✓ **Calcul des frais d'exploitation**

Les résultats trouvés pour le calcul des frais d'exploitation du sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau III-31: Calcul des frais d'exploitation de chaque pompe

Les pompes	HMT (m)	P (K Watt)	E (KWh)	e (DA)	F _{explo} (DA)
Z01	124.22	19.49757	142332.261	4,67	664691.6589
Z02	136.5	14.28336	104268.528	4,67	486934.0258
Z03	95.55	7.498764	54740.9772	4,67	255640.3635
Total					1407266.048

Calcul de bilan total des frais d'amortissements et exploitation de la deuxième variante

$$B = 1407266.048 + 17031550.35 = 18438816.4 \text{ DA}$$

$$\mathbf{B = 18438816.4 \text{ DA}}$$

- Après avoir comparé les deux variantes on a choisi la première est cela pour des raisons économiques de réalisation (la première variante a couté **17523410.5 DA** alors que la deuxième a couté **18438816.4 DA**)

III.6) Choix de pompe :

III.6.1) Caractéristiques des forages (Débit et HMT des pompes) :

L'identification d'une pompe est de déterminer ses caractéristiques à savoir le débit refoulé, la hauteur d'élévation, la puissance absorbée et le rendement. Ces caractéristiques, sont fournies par le coobtenus, les caractéristiques des pompes des forages (Débit,

HMT). C'est le point de fonctionnement des pompes qui devra être choisi auprès des différents fournisseurs de pompes tel que **CAPRARI**.

III.6.2) Fonctionnement de la pompe:

La pompe est destinée à transformer l'énergie donnée par le moteur d'entraînement en énergie hydraulique en projetant de l'eau en périphérie et par la suite un écoulement continu de la veine liquide.

III.6.3) Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;

Meilleur rendement ;

Vérifier la condition de non cavitation ;

Poids les plus faibles ;

Vitesse de rotation la plus élevée

Puissance absorbée minimale ;

Etre fabriquée en série.

Le diamètre de la pompe doit être inférieur du diamètre du forage

Tableau N°III.32: Caractéristiques des forages Pompes (Proposition)

Désignation des forages	Cote T.N(m)	ND (m)	Débit (l/s)	Hg (m)	HMT (m)	Pompe choisie
Z01	980.74	90	12	108.76	143.77	E6S64
Z02	1011.82	130	8	117.73	156.05	E6X50
Z03	973.8	85	6	110.75	115.5	E6X40

Le type de pompes utilisées en majorité au niveau des forages, sont des pompes immergées multicellulaires (pompes **CAPRARI**).

Les accessoires des forages :

- Coude ;
- Partie électrique :
- Protection de niveau ;
- Protection de phase ;
- Manomètre (sortie de forages) ;

- Clapet type anti retour;
- Manchettes de stabilisation (entre le coude et le compteur, pour la stabilité de turbulence d'eau avant le compteur);
- Débitmètre ;
- Les vannes (vanne à opercule) ;
- Armoire électrique composé de tous les accessoires de protection (structure minimum) un disjoncteur selon la puissance de la pompe ;
- Un contacteur selon la puissance de la pompe ;
- Le relai thermique ;
- Relai de niveau de forages (niveau de la nappe, contre la marche à sec), (système automatique)

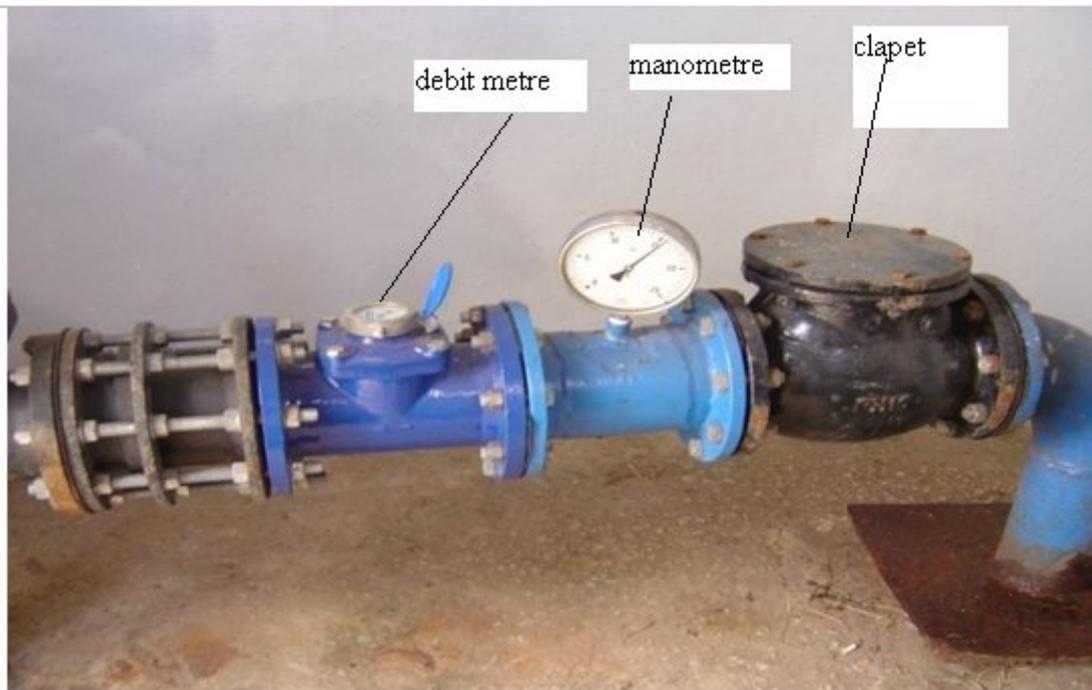


Figure N°III.8 : Abri de pompe

Conclusion :

Le calcul de l'adduction a été présenté de la façon la plus économique et technique possibles afin d'avoir le coût minimale tout en respectant les consigne de sécurité de longévité de l'adduction.

En effet nous avons décomposé l'adduction en deux tronçons distincts, le premier qui se compose de conduites de refoulement qui fonctionnent grâce à des pompes immergées, et le deuxième tronçon gravitaire.

CHAPITRE

IV

Etude des réservoirs

Introduction

Dans la cadre de notre projet d'adduction, les réservoirs de stockage représentent un élément indispensable, Donc le but de ce chapitre est de déterminer les volumes de stockages nécessaires.

IV.1) Classification des réservoirs

On peut classer les réservoirs en plusieurs catégories :

D'après la nature des matériaux de construction, on distingue :

- Les réservoirs en maçonnerie
- Les réservoirs en béton armé ou ordinaire

D'après la situation des lieux, ils peuvent être :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

D'après leurs formes :

- Circulaires
- Rectangulaires
- Carrés

IV.2) Choix du réservoir

Ce sera bien entendu une question d'espèce pour chaque cas .cependant à chaque fois que cela sera possible .Il sera préférable d'avoir recours au réservoir enterré, semi enterré ou au plus en élévation au dessus du sol avec radier légèrement enterré

Le choix du réservoir dépend des :

- Conditions topographiques.
- Conditions géotechniques.
- Conditions hydrauliques.
- Conditions économiques.

IV.3)Détermination de la capacité

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit entrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la Répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

a)-Principe de calcul : deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

-La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_u = \frac{P(\%) * Q_{\max,j}}{100} \quad (m^3) \quad (IV-1)$$

V_u : volume utile (m^3),

$P(\%)$: fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

Q_j : La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_u + V_{inc} \quad (IV-2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$

- la méthode graphique

la méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

IV.4)Dimensionnement du réservoir tampon

Le réservoir tampon joue le rôle de mise en charge, qui sert à transiter le débit refoulé .La capacité du réservoir peut être calculée d'après le temps de fermeture de la vanne située à l'entrée .

Le volume sera déterminé selon la formule suivante:

$$V_{rt} = \frac{Q_{tr} * t}{2} \quad (IV-3)$$

Q_{tr} : Débit transit

$$Q_{tr}=2246.4 \text{ m}^3/j= 93,6 \text{ m}^3/h$$

t : temps de fermeture du robinet vanne (fermeture linéaire)

$$\text{Donc : } V_{RT} = \frac{Q_{tr} * t}{2} = \frac{93.6 \times 2,5}{2} = 117(m^3)$$

Par sécurité, la capacité de réservoir tampon sera **150 m³** pour normalisé et tenir compte du temps qui s'écoulera nécessairement entre l'arrêt de groupes et le commencement de la fermeture du la vanne.

IV.5) Dimensionnement du réservoir de distribution

Tableau N°IV.1: Détermination de la capacité du réservoir.

Heure	Distribution	Pompage	Stockage	Déstockage	Cumul
(h)	%	%	%	%	%
0-1	1.5	4,167	2.667	0.00	2.667
1-2	1.5	4,167	2.667	0.00	5.334
2-3	1.5	4,167	2.667	0.00	8.001
3-4	1.5	4,167	2.667	0.00	10.668
4-5	2.5	4,167	1.667	0.00	12.335
5-6	3.5	4,167	0.667	0.00	13.002
6-7	4.5	4,167	0.00	0.333	12.669
7-8	5.5	4,167	0.00	1.333	11.336
8-9	6.25	4,167	0.00	2.083	9.253
9-10	6.25	4,167	0.00	2.083	7.17
10-11	6.25	4,167	0.00	2.083	5.087
11-12	6.25	4,167	0.00	2.083	3.004
12-13	5	4,167	0.00	0.833	2.171
13-14	5	4,167	0.00	0.833	1.338
14-15	5.5	4,167	0.00	1.333	0.005
15-16	6	4,167	0.00	1.833	-1.828
16-17	6	4,167	0.00	1.833	-3.661
17-18	5.5	4,167	0.00	1.333	-4.994
18-19	5	4,167	0.00	0.833	-5.827
19-20	4.5	4,167	0.00	0.333	-6.16
20-21	4	4,167	0.167	0.00	-5.993
21-22	3	4,167	1.167	0.00	-4.826
22-23	2	4,167	2.167	0.00	-2.659
23-24	1.5	4,167	2.667	0.00	0.008

$$= \frac{p(\%) * Q_{\max,j}}{100} +$$

: Volume du réservoir,

% : Résidu dans le réservoir égal à (13,002%) ;

: Le débit maximum journalier (m³/j) ;

: Volume de la réserve d'incendie (120m³) ;

$$= \frac{13,002}{100} * 2264,4 + 120 \Rightarrow = 412,07 \text{ m}^3.$$

$$= 500 \text{ m}^3$$

IV.6) Equipement du réservoir :

Les réservoirs projetés sont de type semi enterré, se trouvent à des niveaux supérieurs aux agglomérations pour satisfaire la pression

IV.6.1) Conduite d'arrivée :

La conduite d'arrivée dans le réservoir doit se faire par le bas et de coté opposé de la conduite de départ pour avoir un bon brassage de l'eau (réserve incendie + volume utile).

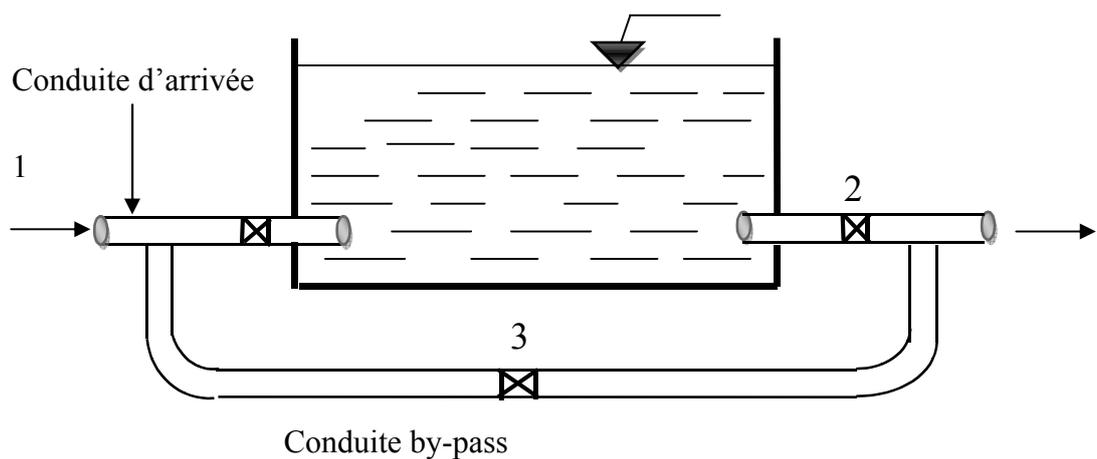


Figure N° IV.1: Conduite d'arrivée

IV.6.2) Conduite de distribution :

Pour avoir un bon brassage de l'eau (incendie+utile), l'orifice de départ de la conduite de distribution devra être situé autant que possible à l'opposé de l'arrivée qui est vérifiée pour notre cas. La conduite de distribution est munie à son origine d'une crépine constituée d'un corps cylindrique terminé par un collet, d'une bride de serrage et de ses boulons. La crépine se place à 0.15m au dessus du fond du réservoir afin que les dépôts ne puissent pénétrer dans la conduite.

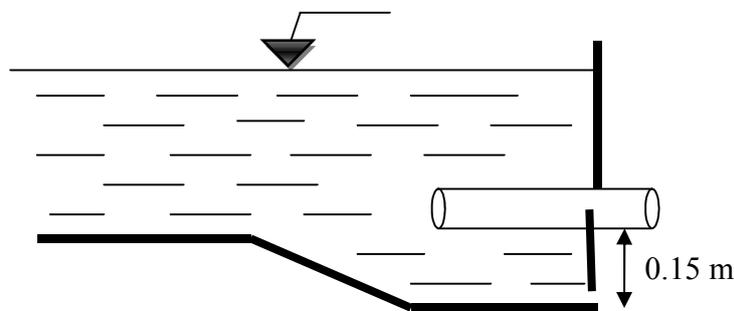


Figure N° IV.2: Conduite de distribution

IV.6.3) Conduite de décharge ou de vidange :

Elle permet la vidange du réservoir, en cas de nettoyage ou d'éventuelles réparations, il est nécessaire de prévoir la vidange au moyen d'une conduite généralement raccordée à la conduite de trop-plein. Elle est munie d'un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable qui entraîne une difficulté de manœuvre. On a intérêt à n'effectuer cette vidange que sur un réservoir préalablement presque vidé en exploitation.

IV.6.4) Conduite de trop-plein :

Cette conduite a pour rôle d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer de déversement. Pour le cas où la pompe d'alimentation ne se serait pas arrêtée, l'extrémité supérieure de cette conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant cette évacuation.

IV.6.5) By-pass :

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve ; on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

IV.6.6) Matérialisation de la réserve d'incendie :

Pour conserver notre réserve incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal : vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes.

Incendie : il suffit d'ouvrir la vanne 2

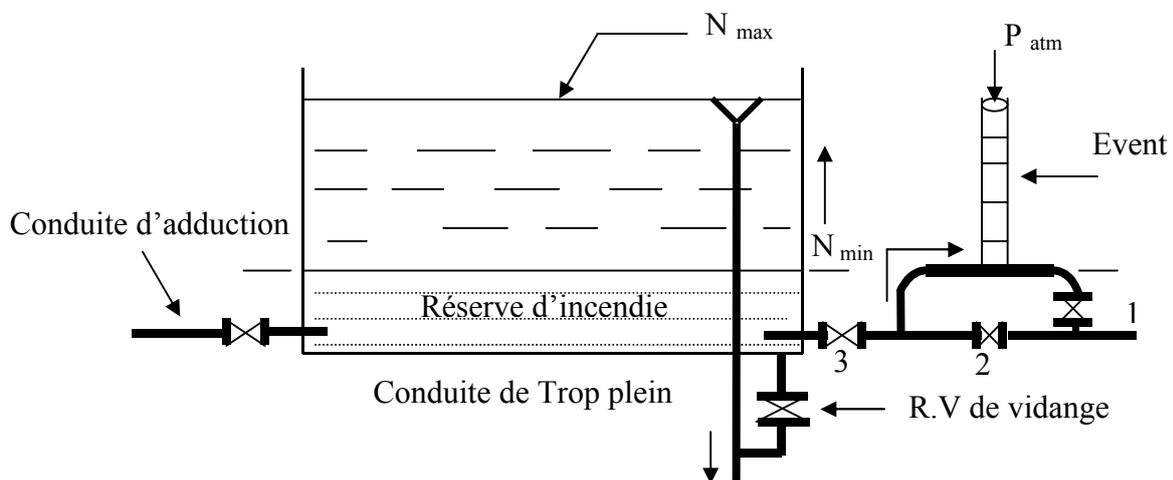


Figure N° IV.3: Matérialisation de la réserve d'incendie

) Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers ;
- éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer l'eau ;

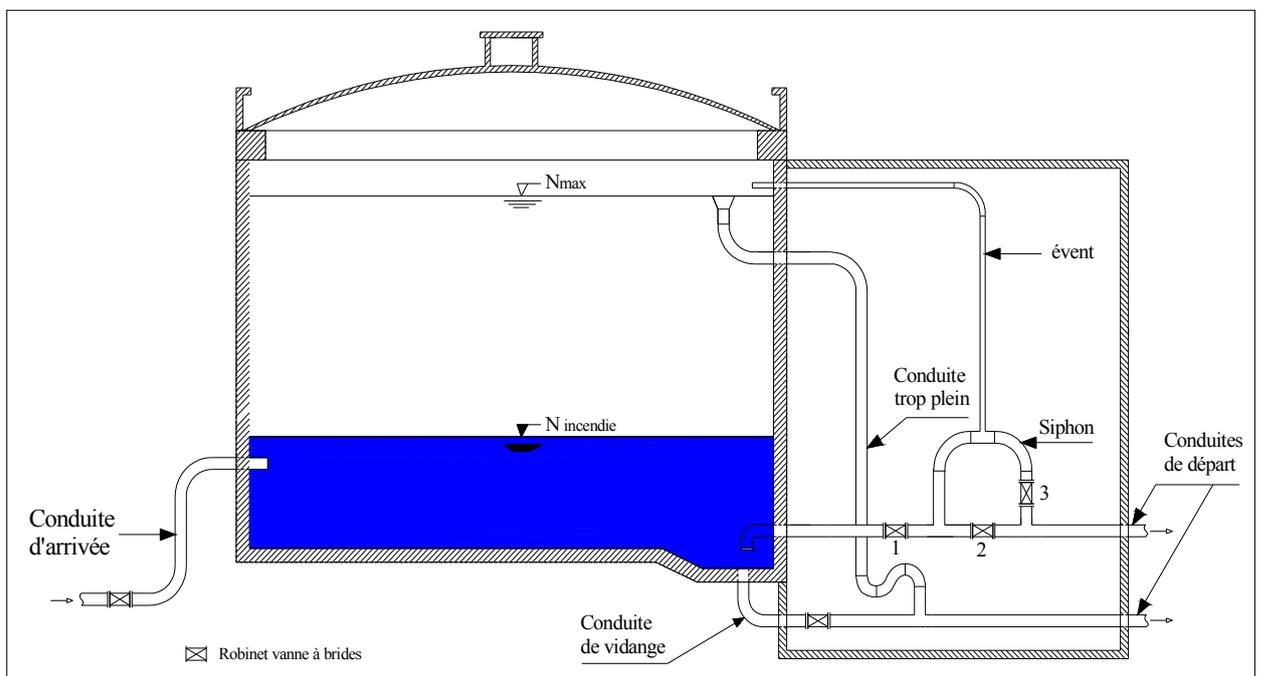


Figure N° IV.4 : Equipement du réservoir

Ce chapitre porte sur le calcul d'un réservoir circulaire à surface de distribution contenance 500m^3 , le redimensionnement se fera sur la base des formules empiriques de Fonlladosa (mai 1961) permettant de dimensionner à priori un réservoir de volume $V\text{m}^3$.

V.1)Predimensionnement

Le diamètre de la cuve est:

$$d = 1,405\sqrt[3]{V} = 1,405\sqrt[3]{500} = 11,15\text{m} \tag{V-1}$$

On prend $d=11\text{m}$

La hauteur d'eau utile h :

$$h=1,27\sqrt[3]{V/d^2}=5,26\text{m} \tag{V-2}$$

On prend $d=5,3\text{m}$

La hauteur libre du niveau de l'eau jusqu'à la base de la ceinture de la calotte : h_0

$$h_0=0,10d=0,10 \times 11=1,1\text{m} \tag{V-3}$$

La flèche de la coupole f :

$$F=0,104d=0,104 \times 11=1,15\text{m} \tag{V-4}$$

L'épaisseur maximale de la paroi à la base : e_{max}

$$e_{\text{max}}=0,207 \cdot d^2=25\text{cm} \tag{V-5}$$

L'épaisseur du béton de propreté sera égale à : $e=10\text{cm}$.

V.2)Calcul du poids de lanterneau

1)Poids de la dalle circulaire

$$\Phi=1,6\text{m} ;$$

$$e=0,15\text{m} ;$$

$$\gamma_b = 2,5\text{t} / \text{m}^2$$

$$h_b : 2,5 \text{ t/m}^2 ;$$

$$P_{dc} = \frac{\pi}{4} \Phi^2 \cdot e \cdot \gamma_b = 0,754\text{t}$$

Etanchéité + isolation thermique

$$\gamma_{et} = 0,07\text{t} / \text{m}^2 \rightarrow P_{et} = \frac{\pi}{4} \Phi^2 \gamma_{et} = 0,141\text{t} \tag{V-6}$$

Charge d'exploitation

$$P_c = \frac{\pi}{4} d^2 \gamma_c \quad \text{Avec} \quad \gamma_c = 0,1 \text{t/m}^2 \quad (\text{V-7})$$

$$P_c = 0,201 \text{t}$$

Donc le poids de la dalle est

$$P_d = P_{dc} + P_{et} + P_c = 1,096 \text{t}$$

2) Poids du cylindre du lanterneau

$$d_1 = 1 \text{m} ; d_2 = 1,3 \text{m} ; h = 0,7 \text{m}$$

$$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3 ;$$

$$P_{vp} = \frac{\pi}{4} (d_1^2 - d_2^2) h \gamma_b = 0,948 \text{t} \quad (\text{V-8})$$

$$P_{lant} = 0,948 \text{t}$$

V.3) Poids de la coupole

Surface de la coupole

$$S_{sv} = 2\pi R_{moy} f$$

$$R_{moy} = \frac{b^2 + f^2}{2f} = 13,73 \text{m}$$

$$S_{sv} = 2\pi \cdot 13,73 \cdot 1,15 = 99,18 \text{m}^2$$

Surface du vide sous le lanterneau

$$S_{vlen} = \frac{\pi}{4} 1^2 = 0,79 \text{m}^2$$

Donc la surface effective de la coupole :

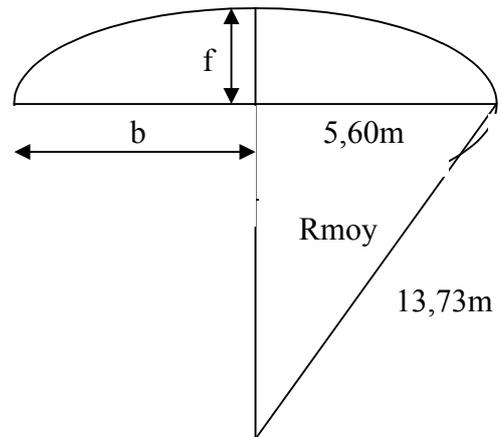
$$S_C = S_{sv} - S_{vlen} = 98,84 \text{m}^2$$

Alors le poids de la coupole est :

$$P_c = S_C \cdot e \cdot \gamma_b = 98,84 \times 0,10 \times 2,5 = 24,71 \text{t}$$

Poids de l'étanchéité + isolation thermique

$$P_{ét} = S_C \gamma_{ét} = 98,84 \times 0,07 = 6,92 \text{t}$$



La charge d'exploitation

D'après le BAEL91 (béton armé à état limite) on a affaire à une surcharge d'exploitation, type terrasses non accessibles sauf pour entretien d'où la valeur :

$$q_e = q \cdot s \text{ avec } q = 0,1 \text{ t/m}^2 \text{ et } s = 98,84 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } q_e = 0,1 \times 98,84 = 9,88 \text{ t}$$

Le poids total de la coupole est alors :

$$P_{\text{tcoup}} = P_c + P_{et} + q_c = 41,51 \text{ t}$$

V.4) Poids de la ceinture :

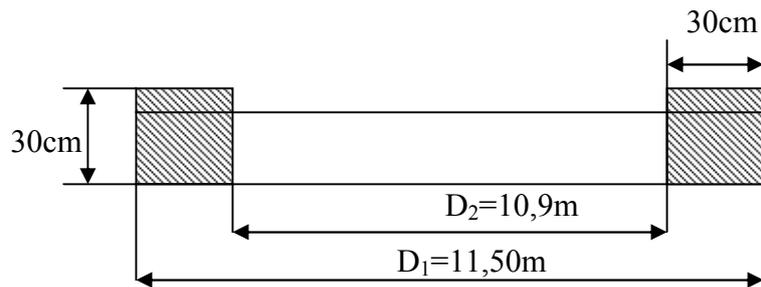
$$P_{\text{cein}} = \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) \times 0,3 \times \gamma_b$$

$$P_{\text{cein}} = 7,91 \text{ t}$$

$$P_{\text{ét}} = \frac{\pi}{4} (D_1^2 - D_2^2) \times \gamma_{\text{ét}}$$

$$P_{\text{ét}} = 0,738 \text{ t}$$

$$\text{D'où } P'_{\text{cein}} = P_{\text{cein}} + P_{\text{ét}} = 8,651 \text{ t}$$



V.5) Poids de la paroi pleine

$$D_{\text{int}} = 11,00 \text{ m} \quad \gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$$

$$D_{\text{ext}} = 11,50 \text{ m} \quad P_{\text{pp}} = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \cdot h_p \cdot \gamma_b \quad (\text{V-9})$$

$$e_p = 0,25 \text{ m}$$

$$h_p = 6,40 \text{ m} \quad P_{\text{pp}} = 141,3 \text{ t}$$

Poids de l'étanchéité

La surface du voile :

$$S_{\text{paroi}} = \pi \cdot D_{\text{int}} \cdot h_p = \pi \times 11 \times 6,4 = 221,06 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{voile}} = 221,06 \text{ m}^2$$

D'où le poids d'étanchéité P_{et} :

$$P_{et} = S_{\text{voile}} \times \gamma_{\text{et}} \text{ Avec : } \gamma_{\text{et}} = 0,05 \text{ t/m}^2$$

$$P_{et} = 221,06 \times 0,05 = 11,053 \text{ t}$$

Le poids total de la paroi est alors :

$$P'_{\text{pp}} = 141,3 + 11,053$$

$$P'_{pp} = 152,35t$$

V.6) Poids du radier

$$Pr = e_r \times S_r \times \gamma_b = 0,40 \times \frac{\pi}{4} \times 11,9^2 \times 2,5 = 111,16t \quad (V-10)$$

$$Pr = 111,16t$$

Poids du béton de propreté $e_p \times S_r \times \gamma_p = 0,10 \times \frac{\pi}{4} \times (11,9)^2 \times 2,2 = 24,45t$

$$P^{rt} = 135,51t$$

V.7) Poids de l'eau

$$\gamma_{eau} = 1t/m^3$$

Donc le poids de l'eau est alors :

$$P_{eau} = 1 \times 500 = 500t$$

Tableau N°V.1: récapitulatif des poids

Eléments	Poids (t)
Lanterneau	0,948
Coupole	41,51
Ceinture	8,651
Paroi	152,35
Radier	135,51
Eau	500
Poids de l'ouvrage vide	338,969
Poids de l'ouvrage plein	838,969

V.8) Etude du lanterneau

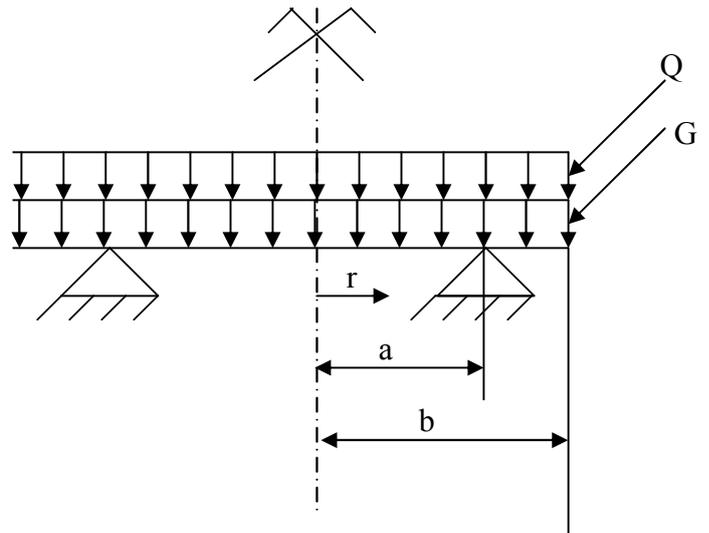
a). Schéma statique

G : Poids total de la dalle par m²

Q : Surcharge d'exploitation par m²

a=0,575m

b=0,8m



b) Calcul des charges et surcharges

$$G = g_1 + g_2$$

Où : g₁ : Poids de la dalle par m² ;

g₂ : Poids de l'étanchéité par m².

$$g_1 = \gamma_b \cdot e = 2,5 \times 0,15 = 0,375 \text{ t/m}^2$$

$$g_2 = \gamma_{et.} = 0,07 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc } G = 0,375 + 0,07 = 0,445 \text{ t/m}^2$$

c) Combinaison de charges

Par convention nous adaptions Q=0,1 t/m²

$$\text{ELU} \text{----- } P_u = 1,35G + 1,5Q \tag{V-11}$$

$$P_u = 0,751 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELS} \text{----- } P_{ser} = G + Q \tag{V-12}$$

$$P_{ser} = 0,545 \text{ t/m}^2$$

d) Calcul du moment fléchissant

-Les moments radiaux "Mr"

$$0 < r < a$$

$$M_r = P \frac{a^2}{16} \left[-(3 + \mu)\gamma^2 + (1 + 3\mu)\beta^2 + 2(1 - \mu) - 4(1 + \mu)\beta^2 \cdot \ln \beta \right] \tag{V-13}$$

$$a < r < b$$

$$M_r = P \frac{a^2}{16} \left[(3 + \mu)\beta^2 + 2(1 - \mu) - 4(1 + \mu)\beta^2 \cdot \ln \beta - (3 + \mu)\gamma^2 \cdot \frac{\beta}{\gamma^2} + 4(1 + \mu)\beta^2 \ln \gamma \right]$$

-Les moments tangentiels "M_θ"

$$0 < r < a$$

$$M_{\theta} = P \frac{a^2}{16} \left[(1 + 3\mu)(\beta^2 - \gamma^2) + 2(1 - \mu) - 4(1 + \mu)\beta^2 \ln \beta \right] \quad (V-14)$$

$$a < r < b$$

$$M_{\theta} = P \frac{a^2}{16} \left[2(1 - \mu) - (1 - 5\mu)\beta^2 - 4(1 + \mu)\beta^2 \ln \beta - (1 + 3\mu)\gamma^2 + 2(1 - \mu)\frac{\beta^2}{\gamma^2} + 4(1 + \mu)\beta^2 \ln \gamma \right]$$

Avec : μ : Coefficient de poisson $\begin{cases} \text{ELU} \rightarrow \mu = 0 \\ \text{ELS} \rightarrow \mu = 0,2 \end{cases}$

r : Rayon d'origine 'O' de la dalle variant entre a et b.

γ : Distance relative du point étudié

$$\gamma = \frac{r}{a} \begin{cases} 0 \rightarrow r = 0 \\ \gamma = 1 \rightarrow r = a \\ \gamma = \beta = 1,391 \rightarrow r = b \end{cases}$$

$$\beta = \frac{b}{a} = \frac{0,80}{0,575} = 1,391$$

Calcul à l'ELU

$$P_u = 0,751 \text{ t/m}^2$$

$$\mu = 0 \quad \beta = 1,391$$

$$0 < r < a$$

$$\text{Moment radial : } \begin{cases} Mr(0) = 2,14 \cdot 10^{-2} \text{ tm} \\ Mr(a) = -2,51 \cdot 10^{-2} \text{ tm} \end{cases}$$

$$\text{Moment tangentiel : } \begin{cases} M_{\theta}(0) = 2,14 \cdot 10^{-2} \text{ tm} \\ M_{\theta}(a) = 0,591 \cdot 10^{-2} \text{ tm} \end{cases}$$

$$a < r < b$$

$$\text{Moment radial : } \begin{cases} Mr(a) = -2,51 \cdot 10^{-2} \text{ tm} \\ Mr(b) = 0 \text{ tm} \end{cases}$$

$$\text{Moment tangentiel : } \begin{cases} M_{\theta}(0) = 0,591 \cdot 10^{-2} \text{ tm} \\ M_{\theta}(a) = 0,202 \cdot 10^{-2} \text{ tm} \end{cases}$$

Calcul à l'ELS

$P_{ser}=0,545 \text{ t/m}^2$

$\mu = 0,2 \quad \beta = 1,391$

$0 < r < a$

Moment radial : $\begin{cases} Mr(0) = 1,837.10^{-2} \text{ tm} \\ Mr(a) = -1,767.10^{-2} \text{ tm} \end{cases}$

Moment tangentiel : $\begin{cases} M_{\theta}(0) = 1,837.10^{-2} \text{ tm} \\ M_{\theta}(a) = 0,0346.10^{-2} \text{ tm} \end{cases}$

$a < r < b$

Moment radial : $\begin{cases} Mr(a) = -1,767.10^{-2} \text{ tm} \\ Mr(b) = 0 \text{ tm} \end{cases}$

Moment tangentiel : $\begin{cases} M_{\theta}(a) = 0,0346.10^{-2} \text{ tm} \\ M_{\theta}(b) = 0,117.10^{-2} \text{ tm} \end{cases}$

V-8-1) Ferrailage de la dalle circulaire

▪ **Armatures radiales inférieures(ELU)**

$M_u=2,14.10^{-2} \text{ tm}$

$d=0,9h=0,9 \times 0,15=0,135 \text{ m}$

$\gamma_b = 1,5 \quad \theta = 1 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$f_e=400 \text{ MPa}$

$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85.25}{1.15} = 14,17 \text{ MPa}$

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0.d^2 f_{bu}} = \frac{2,14.10^{-2}}{1(0,135)^2.14,17} = 0,083$

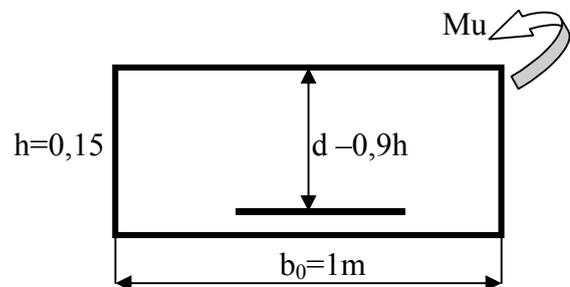
⇒ La section tourne autour du pivot A

Donc : $\epsilon_s = 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$

$\mu_{lu} = -0.32^2 \alpha_1 + 0.8 \alpha_1 \tag{V-15}$

Avec : $\alpha_1 = 3.5 / (3.5 + 1000 \epsilon_1) \tag{V-16}$



$$\varepsilon_l = f_e / E_s * \delta_s$$

Donc : $\mu_{lu} = 0,319$

$$0,083 < 0,319$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,04 \cdot 10^{-3} \tag{V-17}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135m \tag{V-18}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82MPa \tag{V-19}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_{s10}} = \frac{2,14 \cdot 10^{-2}}{0,135 \cdot 347,83} * 100$$

As=0,046 cm²/ml ; A's=0

-Armatures radiales supérieures(ELU)

$$Mu = 2,51 \cdot 10^{-2} \text{ tm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{0,0251}{1(0,135)^2 \cdot 14,17} = 0,097 \tag{V-20}$$

⇒ La section tourne autour du pivot A

$$\text{Donc : } \varepsilon_s = 10 \text{‰} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83MPa \tag{V-21}$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu_{lu} = -0,32^2 \alpha_l + 0,8\alpha_l$$

Avec : $\alpha_l = 3,5 / (3,5 + 1000\varepsilon_l)$

$$\varepsilon_l = f_e / E_s * \delta_s$$

Donc : $\mu_{lu} = 0,319$

$$0,097 < 0,319$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,00121$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135m$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_{s10}} = \frac{0,0251 * 100}{0,135 \cdot 347,83}$$

As=0,053 cm²/ml ; A's=0

Armatures tangentielles(ELU)

$$M_u = 2,14 \cdot 10^{-2} \text{ tm}$$

$$A_s = 0,046 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad A's = 0$$

Armatures radiales inférieures(ELS)

$$M_{ser} = 0,01837 \text{ tm}$$

$$\overline{\sigma}_s = \max(200; 90\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) = 200 \text{ MPa} \quad (\text{V-22})$$

$$\mu_{ser} = \frac{M_{ser}}{b_0 \cdot d^2 \overline{\sigma}_{bc}} \quad (\text{V-23})$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{V-24})$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad (\text{V-25})$$

$$\eta = 1,6 \quad (\text{Acier Haut adherence})$$

$$\mu_{ser} = 6,72 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha b = \frac{15 \cdot \overline{\sigma}_{bc}}{15 \overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s} = 0,529 \quad (\text{V-26})$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha b}{2} \left(1 - \frac{\alpha b}{3} \right) = 0,217 \quad (\text{V-27})$$

$$\mu_{ser} < \mu_{rb} \Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$Z_n = d \left(1 - \frac{\alpha b}{3} \right) = 0,1113 \quad (\text{V-28})$$

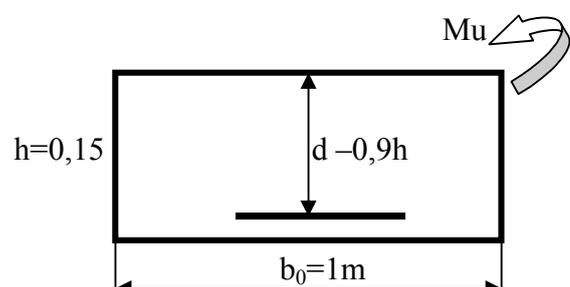
$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_n \cdot \overline{\sigma}_s} = \frac{0,01837 \cdot 100}{0,1113 \cdot 200} = 0,082 \text{ cm}^2 \quad (\text{V-29})$$

$$A_{ser} = 0,082 \text{ cm}^2 \quad A's = 0$$

Armatures radiales supérieures(ELS)

$$M_u = 1,767 \cdot 10^{-2} \text{ tm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}} = 6,46 \cdot 10^{-3}$$



$$\mu_{rb} = 0,217$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$\alpha_{rb} = 0,527$$

$$Z_r = 0,111$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z\sigma_{s10}} = \frac{0,01767 * 100}{0,111 * 200} = 0,079 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser}=0,079 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad A'_{ser}=0$$

Armatures tangentielles

Partie inférieure

$$M_{ser}=1,837 \cdot 10^{-2} \text{ t m}$$

$$A_{ser}=0,082 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad A'_{ser}=0$$

Calcul du ferrailage minimum

D'après le BAEL 91, on la formule suivante :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (V-30)$$

$$D'où : A_{min}=1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau N°V.2: Calcul de ferrailage la dalle du lanterneau

	Partie inférieure	Partie supérieure
Ferrailage à ELU (cm ² /m)	A _r =0,046 A ₀ =0,046	A _r =0,053 A ₀ =0
Ferrailage à ELS (cm ² /m)	A _r =0,082 A ₀ =0,082	A _r =0,079 A ₀ =0
Ferrailage min (cm ² /m)	A _{min} =1,63	A _{min} =1,63

Choix des sections d'aciers

Concernant le choix des sections, nous allons dans chaque cas prendre la section maximale d'acier :

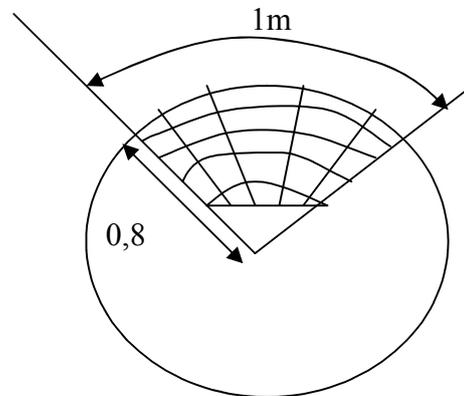
Armatures inférieures radiales : $A_s = A_{max} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armatures supérieures radiales : $A_s = A_{max} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armatures tangentiellees : $A_s = A_{max} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{m}$

Conclusion

Nous allons opter pour 4T8 de section $2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ espacé de 25cm ceci est valable tant pour les armatures radiales que tangentiellees.



V-8-2) Calcul du voile cylindrique du lanterneau :

Les charges et surcharges agissant sur le voile sont :

Le poids de la dalle y compris l'étanchéité (Pd) ;

La surcharge d'exploitation Q ;

Le poids du voile cylindrique Pv du lanterneau lui-même.

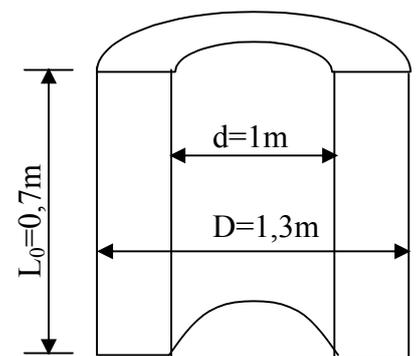
Le BAEL 91 n'imposant aucune condition à l'E.L.S, notre calcul sera axé seulement à l'E.L.U.

Calcul de l'effort normal de compression

$G = Pd + Pv = 1,096 + 0,828 = 1,924 \text{ t}$

$Q = 0,201 \text{ t}$

$N_u = 1,35G + 1,5Q = 4,3 \text{ t}$



Calcul des armatures longitudinales

Le BAEL 91, préconise pour le calcul de l'effort résistant, la formule suivante :

$$N_{res} = \Delta \left[Br \frac{f_c 28}{0,9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \quad (V-31)$$

Avec :

Δ : Coefficient de minoration qui tient compte de l'excentricité additionnelle et des efforts de 2nd ordre ;

Br : Section réduite du béton qui tient compte des imperfections de réalisation.

$$\text{On a : } Br = \frac{\pi}{4} [(D - 0,02)^2 - d^2]$$

$$Br = 0,5014 \text{ cm}^2$$

On a trouvé : $\tau = 1,71 < 50$

$$\Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ pour calculer } \lambda \text{ il faut connaître la longueur de flambement et}$$

l'élanement

Calcul de la longueur de flambement

La longueur de flambement notée L_f est évaluée en fonction de la longueur L_0 du voile cylindrique et de ses liaisons effectives.

Dans notre cas : $L_f = 2L_0$, calcul analogue à celui d'un poteau libre à l'une de ses extrémités et encastré à l'autre.

$$\text{Donc : } L_f = 2 \times 0,7 = 1,4 \text{ m}$$

Calcul de l'élanement

On appelle élanement λ , la rapport $\frac{L_f}{i}$ où i est le rayon de giration donné par :

$$i = \sqrt{\frac{I}{\beta}} \quad (V-32)$$

Où: I : Moment d'inertie minimal de la section β ;

β : Aire de la section du béton.

Dans notre cas, la section du béton est une couronne circulaire de diamètre extérieur $D=1,3m$ et de diamètre intérieur $d=1m$.

$$I = \frac{\pi(D^4 - d^4)}{16} = 0,3643i^4 \quad (V-33)$$

$$\beta = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} = 0,542m^2 \quad (V-34)$$

Donc :

$$i = \sqrt{\frac{0,3643}{0,542}} = 0,82$$

D'où : l'élanement $\lambda = \frac{1,4}{0,82} = 1,71m$

$$\Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$\Delta=0,848$.

Il faut que : $N_{res} \geq N_u$ Donc : $N_{res} = \Delta \left[Br \frac{fc28}{0,9\gamma_b} + As \frac{fe}{\gamma_s} \right] > N_u$

D'où : $As \geq \frac{\gamma_e}{fe} \left[\frac{N_u}{\Delta} - Br \frac{fc28}{0,9\gamma_b} \right] \quad (V-35)$

$$As \geq \frac{1,15}{400} \left[\frac{2,623 \cdot 10^{-2}}{0,848} - 0,5014 \frac{25}{0,9 \cdot 1,5} \right]$$

$As \geq -0,027m^2$

Remarque

Le béton peut équilibrer lui seul l'effort de compression, cependant le BAEL 91, exige une section minimale donnée par :

$$A_{min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 4U \\ 0,2 \frac{B}{100} (cm^2) \end{array} \right.$$

Avec : U : Périmètre de la section du voile.

$$U = \pi D = 1,3\pi = 4,084 \rightarrow 4U = 16,336\text{cm}^2$$

$$\frac{0,2B}{100} = \frac{0,2 \cdot 0,542}{100} = 10,84\text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \begin{cases} 16,336\text{cm}^2 \\ 10,84\text{cm}^2 \end{cases} \rightarrow A_{\min} = 16,336\text{cm}^2$$

Soit :

$$A_s = \frac{A_{\min}}{\pi D_{\text{moy}}} = \frac{16,34}{\pi \left(\frac{1,3 + 1}{2} \right)} = 4,52\text{cm}^2 / \text{ml} \quad A_s = 4,52\text{cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{V-36})$$

$$A_s = 9T8 = 4,52\text{cm}^2 / \text{ml}$$

On disposera de 9T8=As=4,52 cm²/ml espacés de 11cm entre eux.

Calcul des armatures transversales

Les diamètres seront choisis tels que :

Φ₁ : Diamètre nominal de l'armature longitudinale à maintenir ;

Φ_t : Diamètre nominal de l'armature transversale nécessaire.

Les calculs se feront d'après les formules :

$$\Phi_t \geq 0,3\Phi_1 \rightarrow \Phi_t \geq 0,3 \cdot 8 \geq 2,4\text{mm} \quad (\text{On prendra } \Phi_t = 8\text{mm})$$

Calcul de l'espacement

$$St \leq \begin{cases} 15\Phi_1 \\ 40\text{cm} \\ \Phi + 10\text{cm} \end{cases} \quad \text{avec } \Phi = D(\text{cm})$$

$$St \leq \min \begin{cases} 15 \times 0,8 = 12\text{cm} \\ 40\text{cm} \\ 130 + 10 = 140\text{cm} \end{cases} \rightarrow St \leq 12\text{cm}$$

Nous prendrons St=11cm

On aura alors 9T8=As=4,52cm² qui seront répartis comme l'indique la figure ci-après

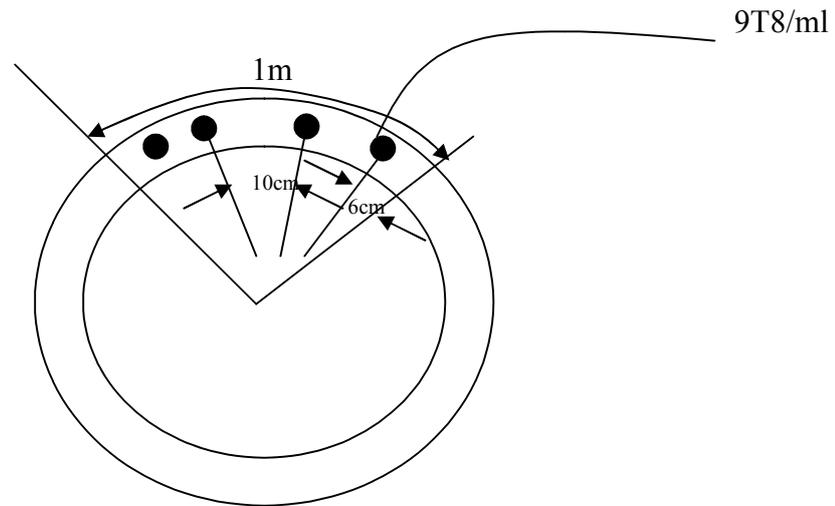


Figure N° V.1 Disposition du ferrailage du lanterneau par ml.

V.9. Etude de la coupole de couverture

La coupole de couverture est sphérique avec les caractéristiques suivantes :

Epaisseur constante $e_c = 0,1\text{m}$;

Rayon de courbure $R = 13,73\text{m}$;

Flèche $f = 1,15\text{m}$;

Ouverture (surface) $S_1 = 0,79\text{m}^2$;

Surface effective de la coupole $S_2 = 98,84\text{m}^2$.

La coupole est donc soumise au système des charges suivantes :

Calcul à l'ELU

Poids propre de la coupole :

$$P_{uc} = 1,35G + 1,5Q$$

(G : Poids de la coupole/ m^2 + étanchéité Q : Surcharge d'exploitation)

$$Q = 0,1\text{t}/\text{m}^2$$

$$q_{uc} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 0,445 + 1,5 \cdot 0,1 = 0,751\text{t}/\text{m}^2$$

.Poids du lanterneau

$$P_{ul} = 1,35G_L + 1,5Q_L$$

$$\text{Avec : } G_L = \frac{1,753}{2\pi \cdot 0,575} = 0,485\text{t}/\text{ml}$$

$$Q_L = 0,1 \frac{\pi \cdot 1,6^2}{4} = 0,201 \text{ t/ml}$$

Donc : $P_{ul} = 0,956 \text{ t/ml}$

Calcul l'ELS

.Poids propre de la coupole

$$q_{\text{serc}} = G + Q = 0,445 + 0,1 = 0,545 \text{ t/m}^2$$

Poids du lanterneau

$$P_{L\text{ser}} = 0,686 \text{ t/m}^2$$

1) Calcul des angles φ_L et φ

$$\begin{aligned} \varphi_L &= \arcsin\left(\frac{r_L}{R}\right) = \arcsin\left(\frac{0,575}{13,73}\right) = 2.4^\circ \\ \varphi &= \arcsin\left(\frac{r}{R}\right) = \arcsin\left(\frac{5,6}{13,73}\right) = 24.07^\circ \end{aligned} \quad (\text{V-37})$$

Calcul des valeurs de N_θ et N_φ

D'après les résultats de la théorie des plaques et coques (TIMOSHENKO 1961) et sur les voiles minces (J. COURBON, 1979) une coupole sphérique présentant à sa partie supérieure une ouverture circulaire limitée par des parallèles définis par l'angle φ_L et supportant un lanterneau ayant pour effet d'appliquer un poids P par mètre de longueur le long du parallèle supérieur $\varphi = \varphi_L$, les efforts suivants les parallèles et les méridiens sont définis respectivement par les formules :

$$\begin{aligned} N_\varphi &= -qR \left[\frac{\cos \varphi_L - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} \right] - P_L \frac{\sin \varphi}{\sin^2 \varphi} \\ N_\theta &= qR \left[\frac{\cos \varphi_L - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right] + P_L \frac{\sin \varphi}{\sin^2 \varphi_L} \end{aligned} \quad (\text{V-38})$$

Avec :

N_φ : Effort normal suivant le méridien ;

N_θ : Effort normal suivant le parallèle ;

q : Poids propre de la coupole y compris l'étanchéité, et la surcharge d'exploitation (t/m^2) ;

P_L : Poids du lanterneau par mètre de circonférence de rayon $r_L = 0,575 \text{ m}$.

Calcul des différentes valeurs de N_φ

Tableau N°V.3: Valeurs de N_{φ} à l'ELU

φ	$N_{\varphi u}=(t/m)$
2.4	-22.828
7.4	-7.045
12.4	-5.889
17.4	-5.623
22.4	-5.571
22.07	-5.336

Tableau N°V.4: Valeurs de N_{φ} à l'ELS

φ	$N_{\varphi ser}=(t/m)$
2.4	-16.381
7.4	-5.093
12.4	-4.266
17.4	-4.077
22.4	-4.041
22.07	-3.872

Calcul des différentes valeurs de N_{θ}

Tableau N°V.5: Valeurs de N_{θ} à l'ELU.

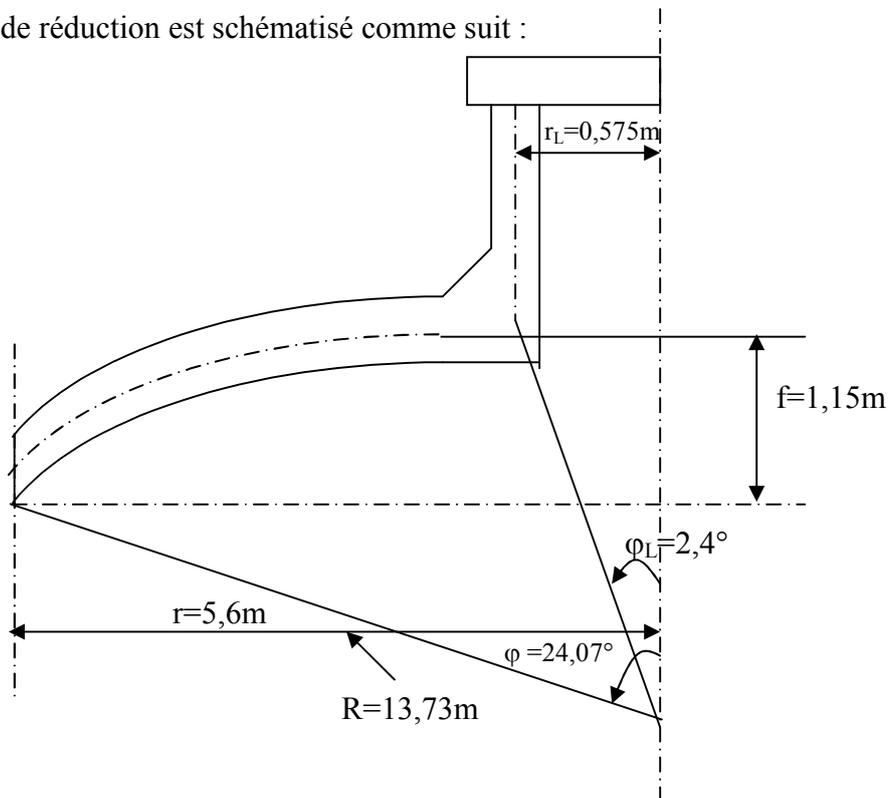
θ	$N_{\theta u}=(t/m)$
2.4	12.5262
7.4	-3.1799
12.4	-4.1822
17.4	-4.2165
22.4	-3.9621
22.07	-4.0791

Tableau N°V.6: Valeurs de N_θ à l'ELS

θ	N_θ ser=(t/m)
2.4	8.905
7.4	-2.327
12.4	-3.042
17.4	-3.064
22.4	-2.878
22.07	-2.960

NB:La compression est précédée du signe (-) et la traction par le signe (+)

L'élément de réduction est schématisé comme suit :



V.9.1) Calcul du ferrailage de la coupole

La coupole n'étant soumise qu'à la compression suivant les méridiens, nous allons baser notre calcul uniquement à l'ELU.

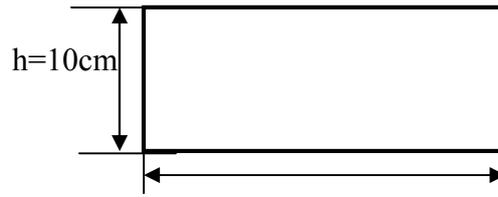
La section de calcul a pour dimensions :

Longueur : $b_0 = 1\text{m}$;

Hauteur : $h = 10\text{cm}$.

D'autre part nous avons trouvé :

$$N_{\varphi_{\text{umax}}} = -22,828 \text{ t/ml.}$$



A : section d'acier nécessaire

$$A \geq \frac{N}{\sigma_s} \left\{ \begin{array}{l} N : \text{plus grand valeur d' effort de compression} \\ \sigma_s : \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A \geq \frac{22828}{3478} = 6,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Si on prend des T₁₂ (T₁₂ a pour section 1,13cm²)

Le minimum d'acier A_{min} = 0.5% * B (Best la section du béton)

Soit A_{min} = 5cm² donc nous avons prend A = 6,56cm² d'où

$$n = \frac{6,56}{1,13} + 1 = 6 \text{ barres or l'espacement (e)} = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} \quad e = 16,5 \text{ cm}$$

La vérification de compression de béton

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc} = N/B \leq 142 \text{ bar}$$

$$22828/1000 = 22,828 \text{ bar} \leq 142 \text{ bar}$$

Le ferrailage suivant les parallèles

Suivant les parallèles, la coupole est soumise d'une part à une compression dont le calcul se fera à l'ELU uniquement et de l'autre, à un effort de traction qui sera calculé à la fois à l'ELU et à l'ELS.

En traction

-A l'Etat Limite Ultime (ELU)

$$N_{\theta u} = 12,5252 \text{ t/ml}$$

La section d'acier est déterminée par la formule suivante :

$$A_u \geq \frac{N_{\theta}}{\sigma_{s10}} \tag{V-39}$$

$$\text{Pivot A } \varepsilon_s = 10\text{‰} \Rightarrow \frac{f_e}{1,15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A_u \geq \frac{12,52 \cdot 10^2}{347,8} = 3,599 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

-A l'état limite de service (ELS)

$$N_{\theta \text{ser}} = 8,905 \text{ t/ml}$$

$$A_{\text{ser}} \geq \frac{N_{\theta \text{ser}}}{\sigma_s} \text{ Avec : } \overline{\sigma_s} = \max(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \tag{V-40}$$

$$\begin{cases} f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ \eta = 1,6 \end{cases}$$

Nous avons de l'acier tor

η : Coefficient de fissuration relatif à une armature ;

$$\Rightarrow \eta = 1,6 \Rightarrow \overline{\sigma_s} = 200 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{ser}} \geq \frac{8,905 \cdot 10^2}{200} = 4,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\text{ser}} = 4,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Finalement la section d'acier sera donnée par $A_s = \max(A_{\text{ser}}, A_u) = A_{\text{ser}} = 4,45 \text{ cm}^2 /$

Nous allons adopter des T12 (4T12=4,52cm²) avec un espacement de 25cm.

En compression

.Calcul à l'ELU

$$N_{\theta u} = -4,2165 \text{ t/m}$$

A : section d'acier nécessaire

$$A \geq \frac{N}{\sigma_s} \left\{ \begin{array}{l} N : \text{ plus grand valeur d'effort de compression} \\ \sigma_s : \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{4000}{1.15} = 3478 \text{ kg / cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A \geq \frac{4216,5}{3478} = 1,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = 4,45 \text{ cm}^2 \geq 1,12 \text{ cm}^2$$

la vérification de compression de béton

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc}^3 = N/B \leq 142 \text{ bar}$$

$$4216,5/1000 = 4,2165 \text{ bar} \leq 142 \text{ bar}$$

Donc est vérifié

Conclusion

	Méridien	Parallèle
As	4T8/ml	4T12/ml

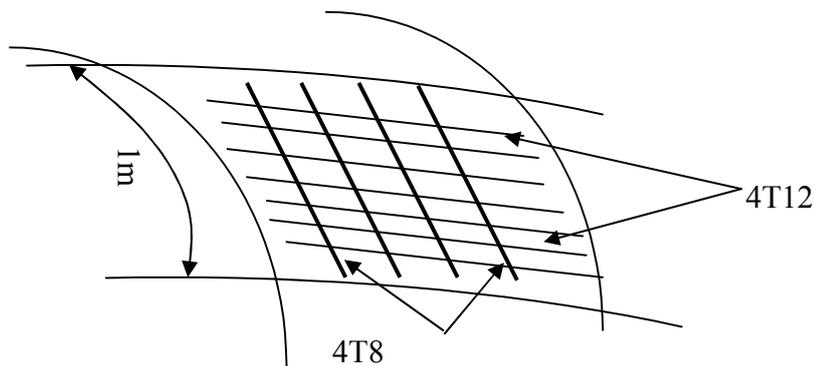


Figure N° V.2 Disposition du ferrailage de la coupole par ml.

V.10) ETUDE DE LA CEINTURE

Généralités :

La ceinture est une poutre circulaire supportée par le voile, son rôle est d'absorber l'effort de traction dû à la compression horizontale de l'effort méridien N_ϕ .

Les efforts transmis par la coupole :

$$N_{\phi u} = -5,336 \text{ t/m} ;$$

$$N_{\phi ser} = -3,872 \text{ t/m}$$

La ceinture étant soumise à :

L'effort de traction, l'étanchéité de celle-ci est à envisager dans les conditions de fissuration très préjudiciables donc le calcul se fera à l'ELS uniquement.

L'effort $N\varphi$ va avoir deux composantes :

Une composante horizontale H de valeur $H = N\varphi \cos\varphi_{\max}$

Une composante verticale V ayant pour expression

$$V = N\varphi \sin\varphi_{\max}.$$

Par la suite nous allons considérer seulement l'effort de traction engendré par la composante horizontale :

$$H = N\varphi \cos\varphi_{\max} \text{ Avec : } \begin{cases} \varphi_{\max} = 24,07^\circ \\ N\varphi_{\max} = -3,872t \end{cases} \quad (\text{V-41})$$

$$AN : H = 3,872 \times \cos 24,07 = 3,53. \text{ t/m}$$

La valeur de la poussée engendrée sur l'ensemble de la ceinture.

$$Q_H = H \cdot r_{\text{moy}} = 3,53 \times 5,6 = 19,8t$$

$$Q_H = 0,198t$$

V.10.1) Calcul du ferrailage

$$Q_H = N\varphi_{\text{ser}} = 19,8t$$

$$\bar{\sigma}_s = \max\left(0,5 f_{te}; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \text{ Avec : } \begin{cases} f_{t28} = 2,1 \text{MPa} \\ f_e = 400 \text{MPa} \\ \eta = 1,6 \end{cases} \quad (\text{V-42})$$

$$\begin{aligned} \text{D'où : } \bar{\sigma}_s &= \max\left(0,5 \cdot 400; 90 \sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) \\ &= \max(200; 165) \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 165 \text{MPa} \end{aligned} \quad (\text{V-43})$$

$$A_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{19,8}{165} \cdot 100 = 9,9 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{ser}} = 9,9 \text{ cm}^2$$

V.10.2) Condition de non fragilité

D'après le BAEL 91, toute poutre comportant une zone tendue, en flexion simple ou composée, ses armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale au millième de la section droite de la poutre.

Cette section notée A_{CNF} est donnée par :

$$A_{\text{CNF}} \geq B \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec B : La section du béton de la poutre.

Dans notre cas, il s'agit de la section de la ceinture c'est à dire :

$$B=30 \times 30=0,09\text{m}^2$$

$$\text{Donc : } A_{\text{CNF}} = 0,09 \frac{2,1}{400} = 4,725\text{cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{ser}} ; A_{\text{CNF}}) = \max (9,9\text{cm}^2 ; 4,725\text{cm}^2) \quad (\text{V-44})$$

$$A_s = 9,9\text{cm}^2 \rightarrow 3\text{T16 et } 3\text{T14 (A = } 10,64\text{cm}^2)$$

V.10.3) Les armatures transversales

$$\Phi_t = \frac{\Phi_L}{3} = \frac{16}{3} = 5,33\text{mm} \rightarrow \Phi 6\text{mm}$$

V.10.4) L'espace des cadres

$$S_t \leq \min(a + 10; 40\text{cm}) \text{ Avec } a=45\text{cm}$$

$$\text{Donc } S_t \leq (55; 40) \rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

Nous allons prendre $S_t=35\text{cm}$.

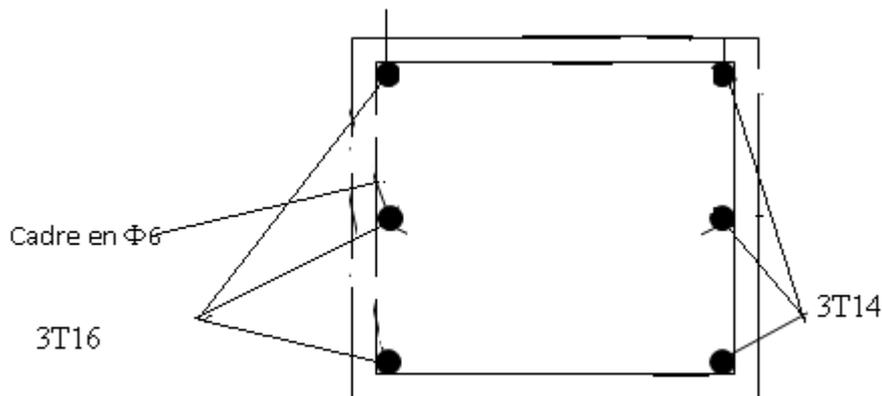


Figure N° V.3 Disposition du ferrailage de la ceinture.

V.11) Etude de la paroi

La paroi du réservoir est un voile, cylindrique.

Pour calculer les parois verticales on utilisera la méthode de HANGAN-SOARE

HANGAN-SOARE a établi deux courbes l'annexe (V-1)

Le premier courbe permet de calculer le moment M désignant les différents moments sur la paroi verticale du réservoir et permet de calculer les aciers verticaux

$$M_0 = k \delta h^3$$

$$M' = k' \delta h^3$$

K, k' sont calculés à partir l'abaque qui se trouve dans l'annexe (V-1).

δ étant la masse volumique de l'eau

h la hauteur de l'eau dans le réservoir

la deuxième courbe permet de calculer l'effort de traction sur la paroi verticale N ; et permet de calculer les aciers horizontaux (cerces) .

$$N_{\phi \max} = k'' \delta R h \quad (V-45)$$

K'' calculer à partir l'abaque qui se trouve dans l'annexe(V-2)

R rayon de réservoir

Application numérique

$$B = 1.3165 / (Re)^{0.5} \quad (V-46)$$

Epaisseur de voile(e) est 25cm

Epaisseur de radier(é) est 40cm

R rayon de réservoir est 5,5m

Hauteur de l'eau est 5. 3m

On calcul Bh et le rapport e /é parce que on a besoin dans les abaqués de HANGAN

SOARE pour trouver k ,k' et k''

$$B = 1.3165 / (5.5 * 0.25)^{0.5}$$

$$B = 1.123$$

$$Bh = 5.95$$

$$e / \acute{e} = 0.63$$

D'après les abaqués de HANGAN SOARE on trouve que :

$$K = 0.0109$$

$$K' = 0.003$$

$$K'' = 0.625$$

AN :

$$M_0 = k\delta h^3 = 0.0109 * 1 * 5.3^3$$

$$M' = k' \delta h^3 = 0.03 * 1 * 5.3^3$$

$$N_{\phi \max} = k'' \delta R h = 0.625 * 1 * 5.5 * 5.3$$

$$M_0 = 1.62 \text{ t.m}$$

$$M' = 0.44 \text{ t.m}$$

$$N_{\phi \max} = 18.21 \text{ t}$$

V.10.1) Ferrailage des aciers horizontaux

$$A_s \geq N / \sigma_s \quad \text{avec } \sigma_s = 4000 / 1.15 = 3478 \text{ MPA}$$

$$A_s \geq 18.21 * 10^3 / 3478$$

$$A_s \geq 5.23 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ T16 espacés } 34 \text{ cm } (6,02 = \text{cm}^2)$$

V.10.2) Ferrailage des aciers verticaux

-interne avec M_0

$$M_0 = 1,62 \text{ t.m}$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$d = 22 \text{ cm}$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad \theta = 1 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\text{FeE40} \rightarrow f_e = 400 \text{ MPA}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,17 \text{ MPA}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,62 \cdot 10^4}{100(22)^2 \cdot 14,17} = 0,023 \quad (\text{V-47})$$

⇒ La section tourne autour du pivot A

$$\text{Donc : } \epsilon_s = 10\% \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPA}$$

$$\mu_{lu} = -0.32^2 \alpha_1 + 0.8 \alpha_1$$

$$\text{Avec : } \alpha_1 = 3.5 / (3.5 + 1000 \epsilon_1)$$

$$\epsilon_1 = f_e / E_s * \delta s$$

Donc : $\mu lu = 0,319$

$0.023 < 0,319$

$\mu bu < \mu lu \Rightarrow A'_s = 0$

$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 2,91 \cdot 10^{-2}$

$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,217m$

$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82MPa$

$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_{s10}} = \frac{2,14 \cdot 10^{-4}}{0,135 \cdot 347,83}$

$A_s = 2.14 \text{ cm}^2/ml ; \quad A's=0$

$A_{smin} = 0,2\%B = 0,002 \cdot (25 \cdot 100)$

$= 5 \text{ cm}^2 \quad A_{smin}$

-externe avec M'

$M' = 0,44t \cdot m$

$B = 100 \text{ cm}$

$d = 22 \text{ cm}$

$\gamma_b = 1,5 \quad \theta = 1 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

FeE40 $\rightarrow f_e = 400 \text{ MPa}$

$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$

$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,44 \cdot 10^4}{100(22)^2 \cdot 14,17} = 0,0064$

\Rightarrow La section tourne autour du pivot A

Donc : $\epsilon_s = 10\text{‰} \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347,83 \text{ MPa}$

$\mu lu = -0.32^2 \alpha_1 + 0.8 \alpha_1$

Avec : $\alpha_1 = 3.5 / (3.5 + 1000 \epsilon_1)$

$\epsilon_1 = f_e / E_s \cdot \delta_s$

Donc : $\mu lu = 0,319$

$0.0064 < 0,319$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25x(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 8,03 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,219m$$

$$\sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,82MPa$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z\sigma_{s10}} = \frac{0,44}{0,219 * 347,83}$$

$$A_s = 0,57 \text{ cm}^2/ml ; \quad A's = 0$$

$$A_{s_{min}} = 0,2\%B = 0,002 * (25 * 100)$$

$$= 5 \text{ cm}^2 \quad A_{s_{min}}$$

Donc on ferraille par la section minimale

$$A_s = 5 \text{ cm}^2 \rightarrow 7T10 \text{ espacé } 15 \text{ cm } (5,49 = \text{cm}^2)$$

:

Conclusion

Le calcul de ferrailage a été présenté de la façon la plus sécurité parce nous avons fait le calcul par trois methode ou superieur et en respectant les regles de BAEL et nous verifiant par l'ELS

CHAPITRE

V

Organisation de chantier

Introduction

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

VI.1. Différents travaux à entreprendre :**VI.1 .1. Travaux concernant l'adduction :**

Les taches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

- **Exécution des tranchées :**

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un coté de la tranchée, l'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

- **Construction des regards :**

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

- **Pose du lit de sable :**

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

- **Pose des conduites :**

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

- **Nivellement et compactage :**

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres , ensuite à compacter pour augmenter la densité des

VI.1.2. Travaux concernant les réservoirs :

- Excavation
- Pose du tout venant
- Coulage du béton de propreté
- Coulage du béton du radier
- Coulage du béton du voile et des poteaux de la chambre de manœuvre
- Coulage du béton de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre

VI.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :**• Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers

Sachant que :

$$S_{exc} = b * h \quad (VI.1)$$

S_{exc} : surface des déblais de chaque coupe;

b : largeur de la tranchée;

h : profondeur de la tranchée ;

$$V_{exc} = S * L_{exc} \quad (VI.2)$$

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives;

L : distance entre deux coupes consécutives.

La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$H_{tr} = D + h + h_1 \quad (VI.3)$$

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite à la surface du sol.

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15m$.

Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite toute on laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$b = D + 0,6 \text{ m.}$$

b : largeur de la tranchée (m) et D : diamètre de la conduite (m).

Tableau VI.1: calcul du volume du déblai de l'adduction

D (mm)	L (m)	b (m)	H _{tr} (m)	S _D (m ²)	V _D (m ³)
160	11415	0,76	1,3	0,988	11278,02

- **Le volume du lit du sable :**

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 15cm le long de la tranchée qui est d'une longueur de L = 11415 m, dont il prend la même largeur du lit de tranchée b= 0,76 m.

D'où :

$$V_s = 0,15 \cdot 0,76 \cdot 11415 = 1301,31 \text{ m}^3 \quad \mathbf{V_s = 1301,31 \text{ m}^3}$$

- **Volume de la conduite**

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$V_c = S_c \times L$$

$$V_c = 0,02 \cdot 11415 = 228,3 \text{ m}^3$$

- **Remblais compacté**

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$\begin{aligned} V_r &= V_{exc} - V_s - V_c \\ &= 11278,02 - (1301,31 + 228,3) = 9748,41 \end{aligned}$$

VI.3. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- bonne succession des opérations du réseau
- aussi économique que possible.

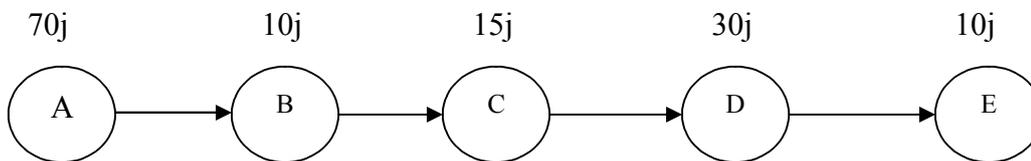
- **Définitions des tâches et leurs durées de l'adduction**

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant

Tableau VI.2: Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
A	Excavation de la tranchée	70
B	Lit de sable	10
C	Pose de conduite	15
D	Remblais	30
E	Compactage	10

Donc le réseau a nœud de ces tâche est représenté comme suit :

**Figure VI.1** Réseaux à nœuds

Le temps de réalisation de l'adduction du projet est de 135 jours, soit environ 5 mois

- **Définitions des tâches et leurs durées de réservoir**

Les tâches concernant la réalisation d'un réservoir et leurs durées sont mentionnées dans le tableau suivant

Tableau VI.3 : Temps de réalisation des opérations du réservoir

Notation	Opération	Durée (jour)
F	Excavation	7
G	Pose du tout venant	2
H	Coulage du béton de propreté.	1
I	Coulage du béton armé du radier et de la chape de la chambre de manœuvre.	60
K	Coulage béton armé du voile du réservoir et de la chambre	60
L	Coulage du béton armé de la ceinture supérieure du réservoir et des poteaux de la chambre de manœuvre	25
M	Coulage du béton armé de la coupole et de la dalle de la chambre de manœuvre	60
N	Remblayage et compactage.	2
P	Maçonnerie et finition générale.	30
Q	Evacuation des débris et nettoyage	2

Tableau VI.4 : tâches qui précèdent et qui succèdent chaque opération du réservoir

opérations	précède	succède	opérations	précède	succède
F	G	---	L	M,N	K
G	H	F	M	P	L
H	I	G	N	P	L
I	K	H	P	Q	M,N
K	L	I	Q	---	P

Les réseaux à nœuds sont représentés sur la figure VII.2

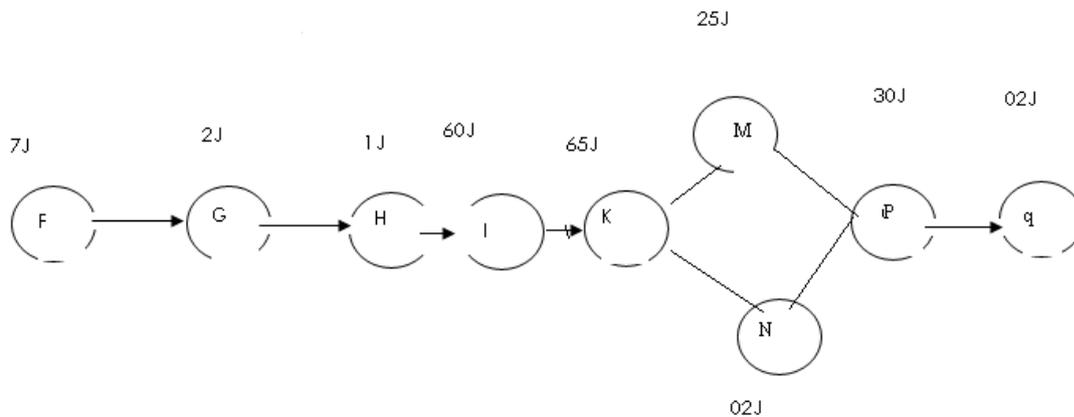


Figure VI.2 Réseaux à nœuds

D’après le réseau on constate que le temps de réalisation de ce réservoir est 252jours

VI.4. Les Engins :

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée.

Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique ;
- Un dozer ;
- Un chargeur ;
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

VI.4.1. Pelle hydraulique :

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les terrains même durs : marnes compactes, conglomérats, pour le chargement des roches débitées, exploitation des carrières notamment.

La pelle peut porter divers équipement qui en font un engin de travail à plusieurs fins :

- Godet normal pour travail en butée.
- Godet rétro pour travail en fouille et en tranché.
- Godet niveleur pour travail de décapage ou de nivelage.
- Benne preneuse pour terrassement en fouille ou déchargement de matériaux (sable, pierres...).
- Dragline pour travail en fouille.

Pour une pelle équipée en rétro ou pelle hydraulique le godet est porté par un bras simplement articulé et actionner par des vérins hydraulique. (Voir schéma ci après)

La capacité normale de retro-fouilleur est de 300 à 1300 litres. Ce sont des engins à capacité relativement faible car il est rare d'avoir à exécuter à la pelle fouilleuse de très gros terrassement.

VI.4.2. Les Dozer :

Les tracteurs niveleurs à chenilles (dozer) se sont répandus dans tous les pays du monde Le bulldozer est une pelle niveleuse montée sur un tracteur à chenille ou à pneus.

L'outil de terrassement est une lame profilée portée par deux bras articulés qu'un mécanisme hydraulique permet d'abaisser ou de lever.

Si la lame est en position basse l'engin fait des terrassements par raclage avec une profondeur de coupe de 20 à 30cm.

En mettant la lame en position intermédiaire, on peut régaler des tas de déblais en couche d'épaisseur de 20 à 30cm également.

La position haute est une position de transport (hauteur de la lame au dessus du sol de 75cm à 1m).

VI.4.3. Chargeur

C'est un tracteur à pneus muni de godet de chargement et de déchargement à l'avant, on l'utilisera pour remblayer les fouilles, les casiers et la tranchée après pose de la conduite.

VI.4.4. Compacteur (vibrateur de sol)

C'est un engin peu encombrant, composé de deux petits cylindres d'environ 30 cm de diamètre muni d'un guidon. Cet engin sert au compactage des remblais des surfaces étroites telles que les fouilles des semelles, les casiers entre ceintures inférieures du bâtiment et les tranchées.

Conclusion

Dans notre travail, on a déterminé le devis général du réservoir et de l'adduction. En premier lieu, nous avons fait une étude quantitative des volumes de travaux.

Comme deuxième étape, nous avons entrepris une planification des travaux qui est nécessaire pour le bon déroulement des travaux et le suivi de la réalisation du projet.

Enfin le choix des engins les plus appropriés pour le bon déroulement des différentes étapes du projet

CONCLUSION GENERALE

Pour améliorer l'approvisionnement en eau potable de la commune de KEF-ELAHMER

Nous avons procédé a une étude d'un projet d'adduction des eaux potables du champ de captage de Zouireg vers la commune de KEF-ELAHMER.

Au cours de ce présent travail, nous pensons avoir cerné les différentes phases de réalisation d'un projet d'adduction d'eau potable, ceci dans le but d'atteindre certains

Objectifs à savoir:

- L'alimentation en eau potable répondant aux besoins de la population.
- La répartition de l'eau et son acheminement vers localité concernée.

Ce travail est organisé de manière à couvrir les axes d'analyse suivants :

Présentation de la région d'étude (situation géographique, topographique, climat, démographique et hydraulique) dans le chapitre I.

Après nous avons fait le calcul des besoins en eau de chaque localité de distribution à l'année de référence, l'année actuelle et à l'horizon d'étude 2030 dont la population de toute la zone d'étude atteindra 235535 habitants. L'importance des besoins en eau estimés pour les localités concernées par l'étude, par rapport aux sources existantes, a donné la nécessité de prévoir un transfert de 1998, 93m³/j des eaux des trois forages de Zouireg qui ont les débits suivants 12l/s, 8l/s et 6l/s.

En suite l'étude technico-économique pour le dimensionnement des conduites de refoulement au forme de réseau ramifier et gravitaire de longueur 11415m.

Dans l'étude des réservoirs nous trouvons que nécessite un réservoir tampon de capacité 150m³ et un réservoir de distribution de capacité 500m³; et nous avons étudié le dimensionnement de réservoir circulaire à surface de distribution de capacité 500m³ dont les démentions suivants :

Le rayon 5,5m de l'hauteur d'eau 5, 3m en plus de calcul bien détaillé concernant le béton armer de les composants de réservoir (lanterneau, la coupole, voile vertical, ceinture).

En fin nous avons déterminé aussi le volume des travaux d'adduction (déblai, remblai) et aménagement de tranché

On espère que cette étude va contribuer au remède du maximum des problèmes rencontrés et en souhaitant qu'elle présente un support important pour l'exécution du projet d'alimentation en eau potable de la commune de KEF-ELAHMER.

Bibliographie

- [1] **B.SALAH** « polycopie d'Alimentation en Eau Potable», p.11, 27, 31,63, 85, 110 .
- [2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », Paris 1972 , édition Eyrolles, p.289.
- [3] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine » Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, , p.237, 260,267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [4]**J. COURBON** : plaques minces, voiles minces, Editions Eyrolles, PARIS 1979.
- [5]**S. LAROZE** : R.D.M. et Structures tomeI , milieux continus solides, plaques et coques, Editions Eyrolles- Masson, PARIS 1979
- [6]**GUERRIN** et **R.C. LAVAU**, Traité de béton armé tomeIV : réservoirs- châteaux d'eau- piscines 2è. Edition DUNOD PARIS 1972.
- [7]**TIMOSHENKO et al.** Théorie des plaques et coques, DUNOD PARIS, 1961.
- [8]**J.P. MOUGIN** : cours de béton armé B.A.E.L 91, calcul des éléments simples et des structures de bâtiments, Editions EYROLLES, PARIS 1992 , Editions BERTI ,Alger 1994.
- [9]**M. BELAZOUGUI** : Le béton armé aux états limites, théorie et applications réimpression, Alger O.P.U. 2000.

Nomenclature

- ΔH_t : Perte de charge totale (m).
- K' : Coefficient de frottement.
- L_e : Longueur équivalente de la conduite (m).
- L_g : Longueur géométrique de la conduite (m).
- L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m).
- ΔH_t : Perte de charge totale (m).
- Δh_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).
- Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/s).
- D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m).
- β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement.
- m : Exposant tenant compte du type du matériau.
- D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m).
- H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m).
- $\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).
- Q : Débit à refouler (m^3/s).
- V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s).
- P : puissance absorbée par la pompe (Kw).
- Hmt : Hauteur manométrique totale (m).
- η : rendement de la station de pompage (75%).
- E : énergie consommée pendant une année (Kwh).
- P : puissance de pompage (Kw) .
- t: temps de pompage par jour (h).
- K : Dépenses annuelles d'énergie (DA).
- δ : Prix du Kwh, varie trois fois par jour.
- A : Frais d'amortissement (DA).
- i : Taux d'annuité ;
- n : Durée de l'amortissement de la conduite, $n = 19$ ans.

V_t : capacité totale du réservoir de transit (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **60 m³/h**

(C'est un volume minimum).

V_r : capacité résiduelle (m^3).

a : fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%).

S : section du réservoir (m^2).

V_{exc} : volume des déblais entre deux coupes consécutives.

L : distance entre deux coupes consécutives.

V_s : volume du lit de sable (m^3).

L : longueur de la tranchée (m).

S_c : section de la conduite (m^2).

V_c : volume de la conduite (m^3).

V_r : volume du remblai.

V_{exc} : volume du déblai (volume excavé).

V_{cond} : volume occupé par la conduite.

V_s : volume du lit de sable.

A ; A_s : aire de la section d'acier ;

E_s : Module d'élasticité de l'acier ;

G : Module de cisaillement, charge permanente ;

μ : Coefficient de Poisson ;

f_e : limite d'élasticité de l'acier ;

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton agé de j jours ;

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton agé de j jours ;

f_{c28} et f_{t28} : grandeurs précédentes avec $j=28$ jours ;

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression du béton ; =15MPa ;

σ' : Contrainte de compression dans l'acier , = 400Mpa ,

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier ,

n = Coefficient d'équilibre acier - béton = $\frac{E_s}{E_b} = 15$

d et d' : Respectivement distance du barycentre des armatures tendues et comprimées, à la fibre extrême la plus comprimée.

h_0 : épaisseur d'une membrure de béton ;

h : hauteur totale d'une section de béton armé ;
 s_t : espacement des armatures transversales ;
 α : angle d'une armature avec fibre moyenne d'une pièce, coefficient sans dimension ;
 u ;
 η : coefficient de fissuration relatif à une armature ;
 ρ : masse volumique d'un corps donné ;
 σ : contrainte normale en général ;

σ_{bc} : contrainte de compression du béton;

σ_{st}, σ_{sc} : contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s

γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts localisés.

Q : charge d'exploitation qui peut varier dans le temps ; Facteur de qualité de la structure..

r : Rayon d'origine 'O' de la dalle variant entre a et b.

γ : Distance relative du point étudié

I : Moment d'inertie minimal de la section β ;

β : Aire de la section du béton.

i est le rayon de giration donné par : $i = \sqrt{\frac{I}{\beta}}$

L_f : La longueur de flambement ;

L_s La longueur du scellement ;

λ : L'élancement

Δ : Coefficient de minoration qui tient compte de l'excentricité additionnelle et des effets de 2nd ordre ;

Br : Section réduite du béton qui tient compte des imperfections de réalisation.

U : Périmètre de la section du voile, Composante de déplacement suivant X ;

Φ_1 : Diamètre nominal de l'armature longitudinale à maintenir ;

Φ_t : Diamètre nominal de l'armature transversale nécessaire ;

N_ϕ : Effort normal suivant les, méridiens ;

N_θ : Effort normal suivants le parallèles ;

B : La section du béton de la poutre ;

M_r : Le poids du réservoir vide ; Moment radial par unité de longueur ;

A : Coefficient d'accélération de zone,

M_u : Moment de calcul ultime ;

M_{ser} : Moment de calcul de service ou d'utilisation ;

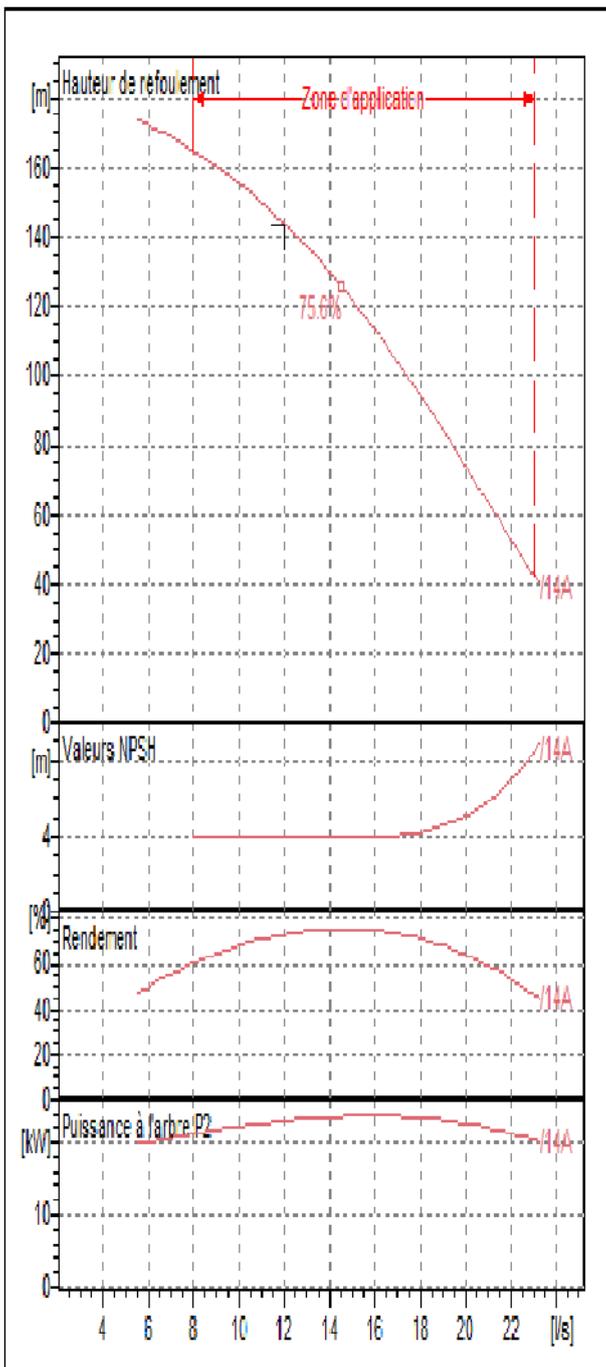
ANNEXES

Tableau II.1: Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

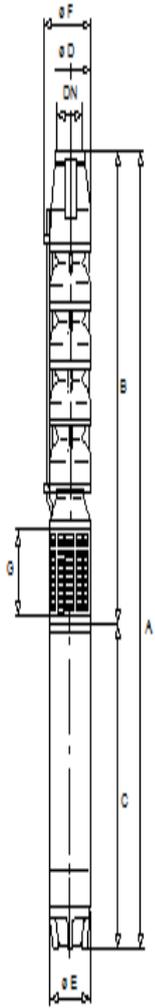
HEURES	NOMBRE D'HABITANTS				
(h)	Moins de 10000	10 001 à 50 000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe N°III.1: Courbe caractéristiques du groupe électropompe (forage Zouireg 01).

E6S64/14A + MCH635	
Caractéristiques requises	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	143 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	12 l/s
Hauteur de refoulement	144 m
Puissance absorbée	23 kW
Rendement	73.3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	195 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	26 kW
Courant nominal	55 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68

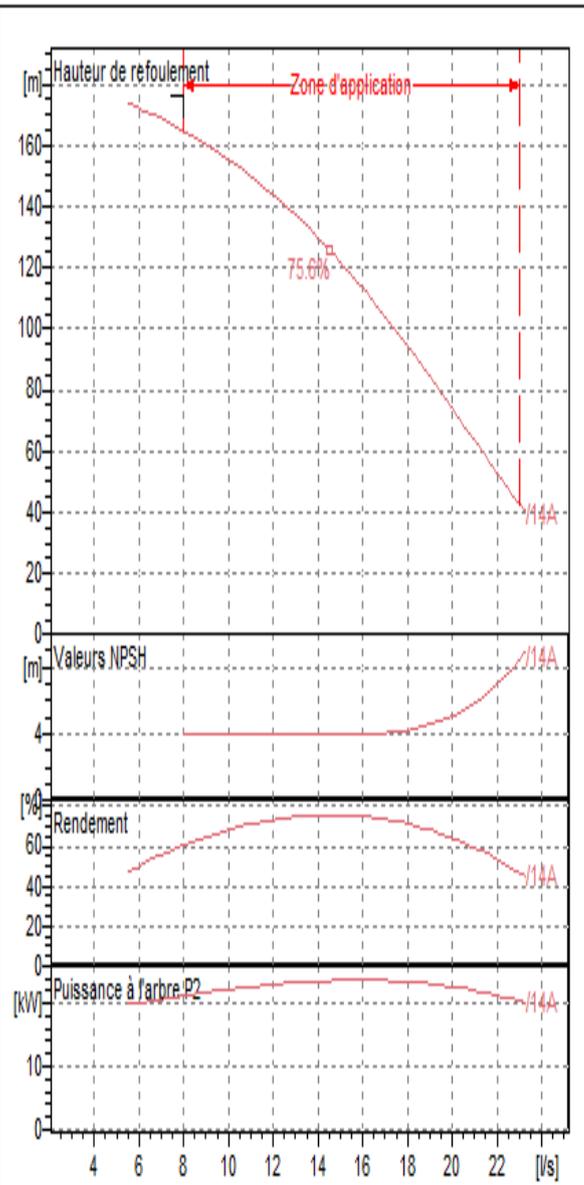


Annexe N°III.2: Caractéristiques du groupe électropompe (forage Zouireg 01).

Caractéristiques générales		Dimensions mm	
Poids	222 kg		
Matériaux			
CONSTRUCTION POMPE			
Corps du clapet	Fonte		
Clapet	Fonte/Acier inox		
Corps d'aspiration	Fonte		
Corps d'étage	Fonte		
Arbre	Acier inox		
Roue	Fonte		
Bague d'usure	Caoutchouc		
Crépine	Acier inox		
Gouttière protection câbles	Acier inox		
Accouplement	Acier inox		
CONSTRUCTION MOTEUR			
Support supérieur	Fonte		
Support inférieur (6")	Fonte		
Support inférieur (4")	Aluminium		
Chemise stator	Acier inox		
Butée (6")	Type Michell		
Butée (4")	Acier		
Para-sable	Caoutchouc		

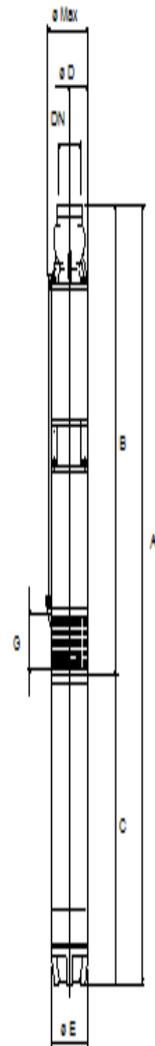
Annexe N°III.3: Courbe caractéristiques du groupe électropompe (forage Zouireg 02).

E6S64/14A + MCH635	
Caractéristiques requises	
Débit	8 l/s
Hauteur de refoulement	176 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	
Hauteur de refoulement	
Puissance absorbée	
Rendement	%
Hauteur manométrique H(Q=0)	195 m
Onif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	26 kW
Courant nominal	55 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68



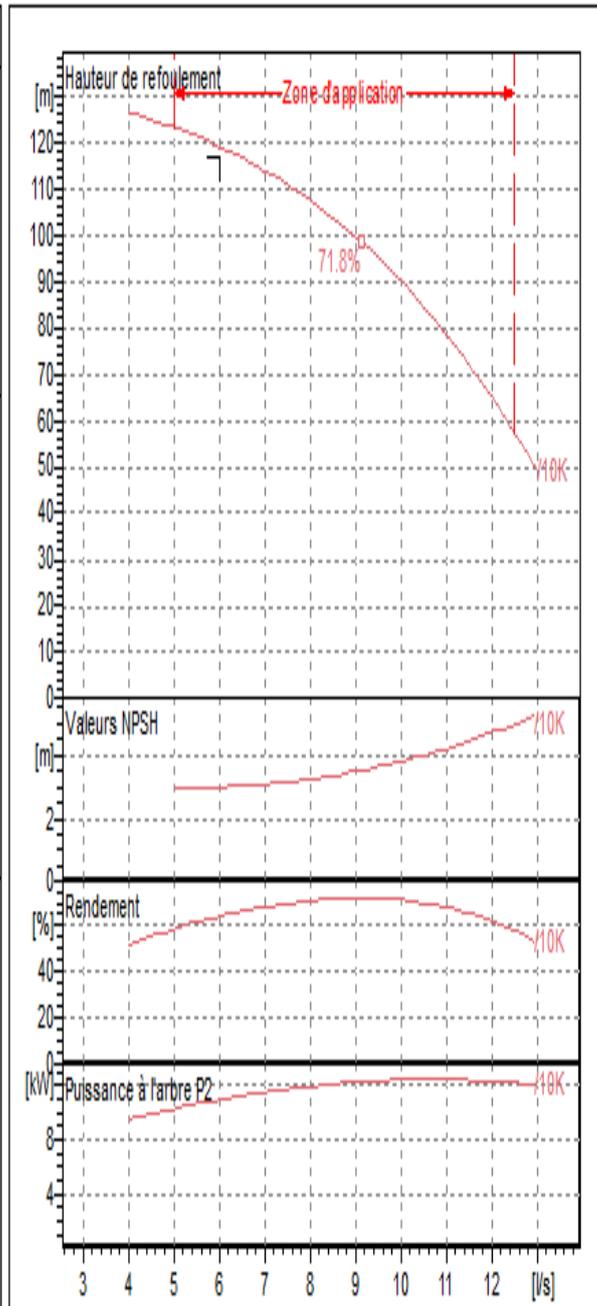
Annexe N°III.4 : Caractéristiques du groupe électropompe (forage Zouireg 02).

Caractéristiques générales		Dimensions mm	
Poids	136 kg	A = 2793	
		B = 1650	
		C = 1143	
		D = 140	
		DN = G3"	
		E = 143	
		F = 145	
		G = 100	
Matériaux			
CONSTRUCTION POMPE			
Corps du clapet	Fusion d'acier inox		
Corps d'aspiration	Fusion d'acier inox		
Chemise externe	Acier inox		
Arbre	Acier inox		
Chemise d'arbre	Acier inox		
Diffuseur	Résine thermoplastique		
Crépine	Acier inox		
Gouttière protection câbles	Acier inox		
Accouplement	Acier inox		
CONSTRUCTION MOTEUR			
Support supérieur	Fonte		
Support inférieur (6")	Fonte		
Support inférieur (4")	Aluminium		
Chemise stator	Acier inox		
Arbre	Acier inox		
Para-sable	Caoutchouc		
Butée (6")	Type Michell		
Butée (4")	Acier		

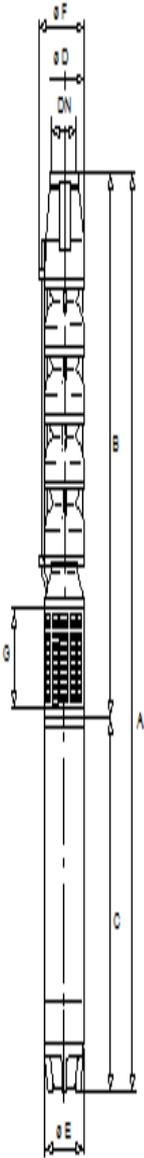


Annexe N°III.5: Courbe caractéristiques du groupe électropompe (forage Zouireg 0 3)

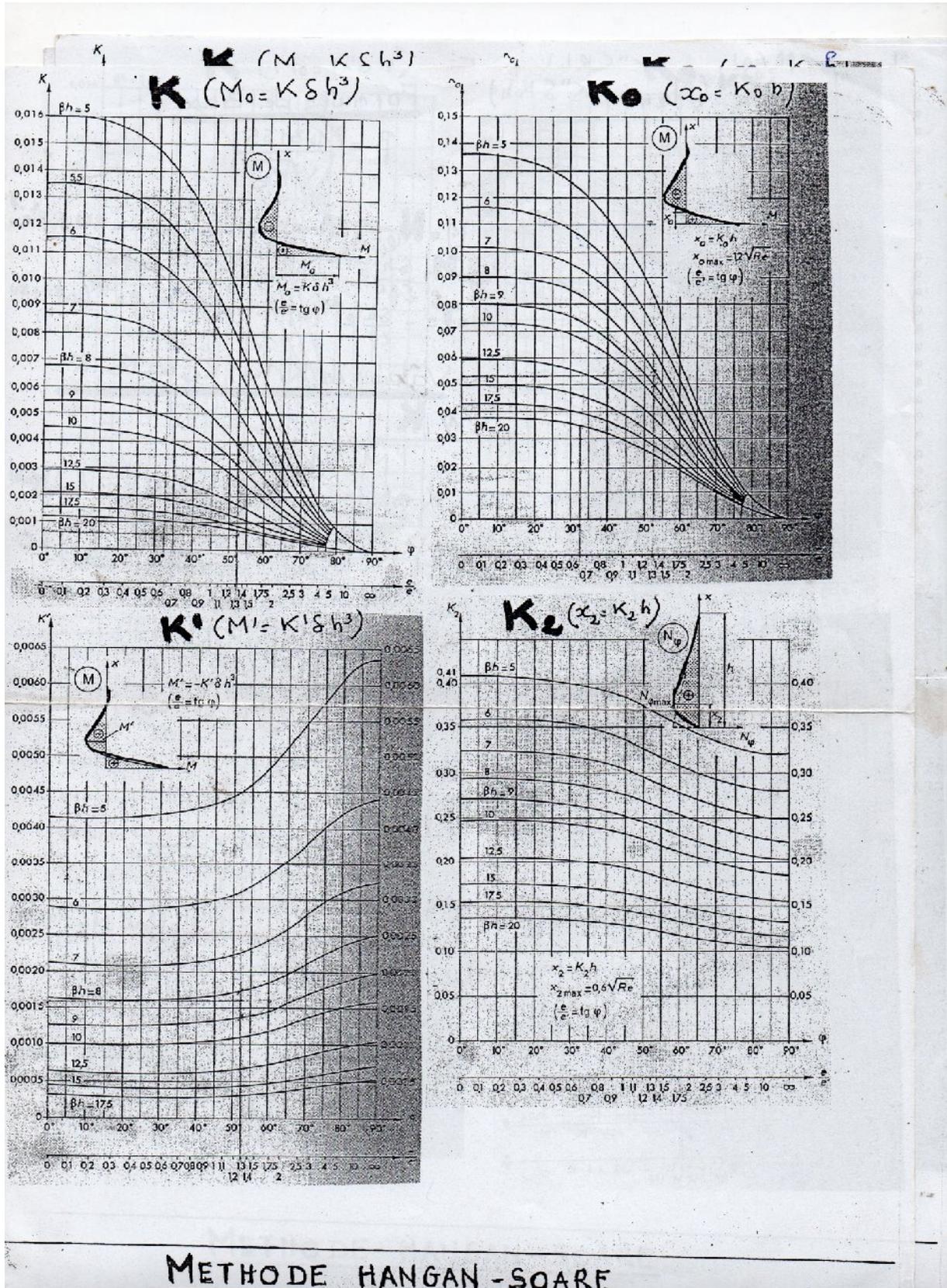
E6S50/10K + MC617	
Caractéristiques requises	
Débit	6 l/s
Hauteur de refoulement	117 m
Fluide	Eau potable
Température	290 K
Type d'installation	Pompe seule
N.be de pompes	1
Caractéristiques de la pompe	
Débit	6.04 l/s
Hauteur de refoulement	119 m
Puissance absorbée	11 kW
Rendement	64.3%
Hauteur manométrique H(Q=0)	135 m
Orif. de refoulement	80 mm
Caractéristiques moteur	
Fréquence	50 Hz
Tension nominale	400 V
Vitesse nominale	2900 1/min
Nombre de pôles	2
Puissance nominale P2	13 kW
Courant nominal	30.5 A
Type de moteur	3~
Classe d'isolation	Y
Degré de protection	IP 68



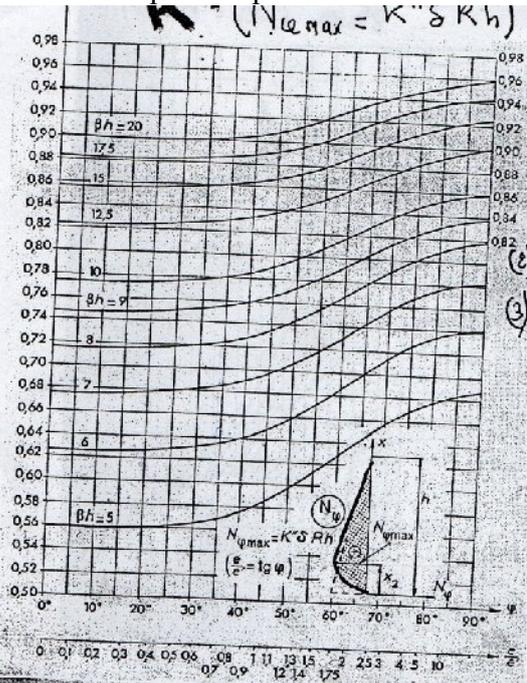
Annexe N°III.6: Courbe caractéristiques du groupe électropompe (forage Zouireg 03).

Caractéristiques générales		Dimensions mm
Poids	141 kg	A = 2328 B = 1535 C = 793 D = 141 DN = G3" E = 143 F = 150 G = 124
Matériaux		
CONSTRUCTION POMPE	.	
Corps du clapet	Fonte	
Clapet	Fonte/Acier inox	
Corps d'aspiration	Fonte	
Corps d'étage	Fonte	
Arbre	Acier inox	
Roue	Fonte	
Bague d'usure	Caoutchouc	
Crépine	Acier inox	
Gouttière protection câbles	Acier inox	
Accouplement	Acier inox	
CONSTRUCTION MOTEUR	.	
Support supérieur	Fonte	
Support inférieur (6")	Fonte	
Support inférieur (4")	Aluminium	
Chemise stator	Acier inox	
Butée (6")	Type Michell	
Butée (4")	Acier	
Para-sable	Caoutchouc	

Annexe V-1 abaque n01 pour le calcul des voiles



Annexe V-2 abaque n02 pour le calcul des voiles



Formules de Base

$$\beta = \frac{1,3165}{\sqrt{Re}}$$

- (1) $N_{\varphi} = \delta R (h-x) - \delta R h e^{-\beta x} \cos \beta x - 2M_0 R \beta^2 e^{-\beta x}$
- (2) $M = \frac{\delta h}{2\beta^2} e^{-\beta x} \sin \beta x + M_0 e^{-\beta x} \cos \beta x$
- (3) $T = -\frac{\delta h}{2\beta} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x) - M_0 \beta e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$

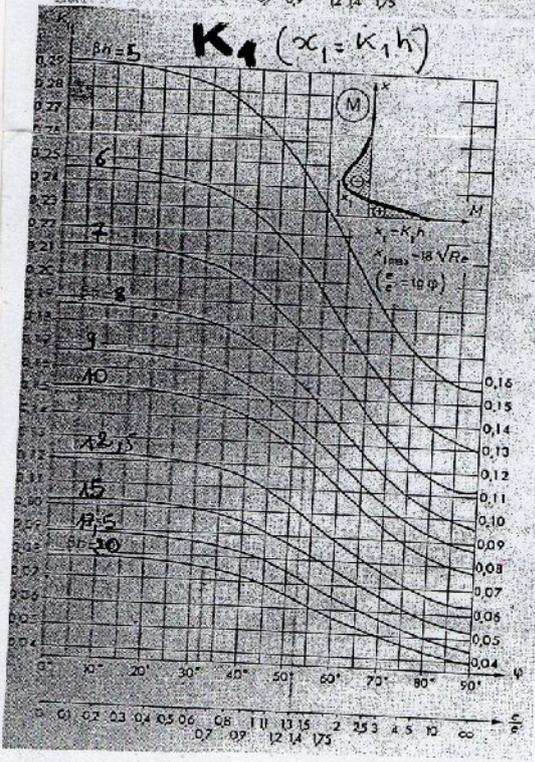
Valeurs de $K; K_0; K_1; K'; K_2; K''$

1/ K

$$M_0 = K \delta h^3$$

K est donné par la résolution de l'équation

$$\left(\frac{e}{e'}\right)^3 K^{3/2} + \frac{3}{2\beta h} K - \frac{3}{4(\beta h)^3} \left(1 - \frac{1}{\beta h}\right) = 0$$



2/ K_0

avec $x_0 = K_0 h$

$$K_0 = \frac{\arctg [2K(\beta h)^2]}{\beta h}$$

3/ K_1

avec $x_1 = K_1 h$

$$K_1 = \frac{\pi}{4\beta h} + K_0$$

4/ K'

avec $M' = -K' \delta h^3$

$$K' = -K e^{-\beta x_1} \left[\cos \beta x_1 - \frac{1}{2K(\beta h)^2} \sin \beta x_1 \right]$$

5/ K_2

avec $x_2 = K_2 h$
 x_2 désigne l'abscisse de l'effort N_{φ} maximal suivant les cercles; et se résout en trouvant dans l'équation (1) de N_{φ}

6/ K''

avec $N_{\varphi max} = K'' \delta R h$

$$K'' = 1 - K_2 - e^{-\psi_2} \cos \psi_2 - 2K(\beta h)^2 e^{-\psi_2} \sin \psi_2$$

 avec $\psi_2 = K_2 \beta h$