



REPUBLICQUE DU BENIN

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
(MESRS)

UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY-CALAVI (EPAC)

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT (CAP)

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Option : Bâtiment et Travaux Publics (BTP)

MEMOIRE DE FIN DE FORMATION POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR DE
CONCEPTION GRADE MASTER

THEME

**ETUDE DU SYSTEME D'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE MULTI-
VILLAGES (SAEP MV) DE SOKOTINDJI 2 DANS LA COMMUNE DE SEGBANA**

Réalisé et soutenu par :
EDJO Isséré Tchedrack Roger
Le 22 Octobre 2024

Sous la direction de :

Dr HOUANOU Kocouvi Agapi
Maitre de Conférences des Universités du CAMES
Enseignant-Chercheur à l'EPAC/UAC

MEMBRES DU JURY

PRESIDENT

Pr GIBIGAYE Mohamed
*Professeur titulaire des universités du CAMES
Enseignant chercheur à l'EPAC/UAC*

MEMBRE

Dr HOUANOU Kocouvi Agapi
*Maitre de Conférences des Universités du CAMES
Enseignant-Chercheur à l'EPAC/UAC*

MEMBRE

Dr GODONOU Gildas
Collaborateur externe à l'EPAC/UAC

MEMBRE

Dr DOSSOU Serge
Collaborateur externe à l'EPAC/UAC

Année académique : 2023-2024

9^{ème} Promotion

REPUBLIQUE DU BENIN

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

(M.E.S.R.S)

UNIVERSITE D'ABOMEY-CALAVI (UAC)

ECOLE POLYTECHNIQUE D'ABOMEY-CALAVI (EPAC)

CENTRE AUTONOME DE PERFECTIONNEMENT (CAP)

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

DIRECTEUR

Docteur ALITONOU Guy Alain

(Professeur titulaire des universités du CAMES)

DIRECTEUR ADJOINT

(Chargé des affaires académiques)

Docteur PRODJINONTO Vincent

(Professeur titulaire des universités du CAMES)

CHEF CAP

Docteur TCHOBO Fidèle

(Professeur titulaire des universités du CAMES)

Année académique : 2023-2024

9^{ème} Promotion

DEDICACES

Je dédie très spécialement ce présent mémoire,

- ✓ Toutes ma famille qui n'ont cessé de me guider sur la voie du courage, de la sagesse et surtout de l'humilité ;
- ✓ Tous mes amis ;
- ✓ A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite ;
- ✓ En un mot à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

REMERCIEMENTS

Je ne pourrais finir ce travail sans dire merci à DIEU le tout puissant de m'avoir donné la santé, la foi et le courage.

Je tiens à témoigner toute ma gratitude à toutes les personnes physiques ou morales qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Qu'il me soit permis de remercier particulièrement :

- ✓ Notre superviseur, **Ing. Dr Kocouvi Agapi HOUANOU**, Maître de Conférences des Universités CAMES, Enseignant Chercheur à l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi, pour leur entière disponibilité, leurs conseils et leurs éclaircissements qui m'ont tant servi ;
- ✓ Un immense merci à l'**ingénieur Emile OKOUNDE**, chef de mission adjoint à IGIP Afrique dans le cadre des travaux de réalisation de vingt-six (26) systèmes d'approvisionnement en eau potable multi villages (SAEPMV) dans les départements de l'Alibori et du Borgou, pour son soutien et son partage jusqu'ici.

Nos remerciements chaleureux vont également à l'endroit de :

- ✓ **Dr Guy Alain ALITONOU**, Professeur Titulaire des Universités du CAMES, Directeur de l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi ;
- ✓ **Dr Vincent PRODJINONTO**, Professeur Titulaire des Universités du CAMES, Directeur Adjoint de l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi ;
- ✓ **Dr Fidèle TCHOBO**, Chef CAP, Enseignant chercheur à l'UAC et à son personnel pour le savoir-faire et les connaissances scientifiques qu'ils nous ont transmis durant notre formation ;
- ✓ **Dr Mohamed GIBIGAYE**, Professeur titulaire des universités du CAMES, pour ses conseils et coaching ;
- ✓ **Dr Valéry Kouandété DOKO**, Maître de Conférences des Universités CAMES, Chef du Département de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique d'Abomey-Calavi, pour ses précieux conseils, son engagement dans notre formation, dans la recherche et le dévouement au travail qu'il nous a transmis ;
- ✓ **Dr Serge Kpomagbe DOSSOU**, pour ses précieux conseils et sa disponibilité dans le cadre de l'élaboration de ce travail.

Enfin une mention toute spéciale à :

- ✓ Mon père Delphin EDJO et ma mère N'DAH Yvette ;

- ✓ Mes oncles Antonin EDJO et Lucien N'DAH ;
- ✓ Monsieur Giap IDOSSOU ;
- ✓ Monsieur Aimé SEDEGAN ;
- ✓ Monsieur ADEDEMY Abdon ;
- ✓ Tous mes camarades de la 9^{ème} **promotion** plus particulièrement à : **Pacôme ADEH, Nidal TOUNGOUH, Ulrich AGBO ;**
- ✓ Tous ceux qui de prêt ou de loin m'ont aidé d'une manière ou d'une autre le long de ma formation et pendant la rédaction de ce mémoire.

HOMMAGES

✓ **Monsieur le Président du Jury**

Nous sommes sensibles à l'honneur que vous nous faites en acceptant de présider ce jury. En vous rendant disponible malgré vos diverses occupations, nous sommes confiants que vos analyses enrichissantes contribueront à l'amélioration de ce travail. Veuillez accepter l'expression de notre profonde reconnaissance.

✓ **Aux Honorables Membres du jury**

Nous exprimons notre gratitude pour l'honneur que vous nous faites en acceptant de juger ce travail malgré vos multiples responsabilités. Votre disponibilité, humanisme et modestie suscitent respect et admiration. Nous sommes convaincus que vos remarques constructives et critiques contribueront à l'élévation de la qualité scientifique de ce travail. Veuillez accepter notre sincère témoignage de gratitude.

Hommages respectueux !

✓ **A mon maître de mémoire**

Docteur Kocouvi Agapi HOUANOU, mon maître de mémoire, recevez l'expression de ma profonde reconnaissance pour m'avoir encadré durant ce travail de fin de formation.

Cordialement nous vous remercions pour les plis de rigueur, de planification dans le déroulement de ces travaux de recherches. Vous êtes un exemple qui témoigne de la rigueur scientifique au travail.

Hommages respectueux !

LISTE DES ABREVIATIONS, ACRONYMES ET SIGLES

APS	Avant-Projet Sommaire
APD	Avant-Projet Détaillé
DAO	Dossier d'Appel d'Offre
CCTG	Cahier des Clauses Techniques et Générales
SAEPmV	Système d'Approvisionnement en Eau Potable multi Villages
CEMOS	Cadre d'Entretien et de Maintenance des Ouvrages Simples
ANAEMR	Agence National d'Approvisionnement en Eau Potable en Milieu Rural
AEP	Alimentation en Eau Potable
PDAEP-MR	Plan Directeur du sous-secteur de l'AEP en Milieu Rural
SONEB	Société National de des Eaux du Benin
FPM	Forage de Pompe à Motricité
INSAE	Institut National de la Statistique et de l'Analyse Economique
PEPRAU	Projet d'approvisionnement en Eau Potable en milieu Rural et d'Assainissement des eaux Urbaines
ASECNA	Agence pour la Sécurité de la Navigation Aérienne
OMS	Organisation Mondiale de la Santé
FDAL	Fin Défécation à l'Air Libre
RGPH	Recensement Général de la Population et de l'Habitation
ODD	Objectifs de Développement Durable
PEHD	Poly Ethylène Haute Densité
PN	Pression Nominale
BF	Borne Fontaine
BP	Branchement Particulier

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Projection de l'évolution démographique des villages du projet aux horizons 2032 et 2042.....	7
Tableau 1.2: Etat des lieux des ouvrages hydraulique de SOKOTINDJI 2	8
Tableau 1.3: Pluviométrie et la pluie utile de la zone 1	10
Tableau 1.4: Recharge à partir des données piézométriques.....	10
Tableau 1.5: Estimation du volume d'eau mobilisable à partir de la pluie utile	11
Tableau 1.6: Estimation du volume d'eau mobilisable à partir des données piézométriques ..	11
Tableau 3.7: Choix du diamètre de la conduite de refoulement	27
Tableau 3.8: Vérification du choix	27
Tableau 3.9: Détermination du diamètre	28
Tableau 4.10: Calcul du poids de la cheminée	50
Tableau 4.11: : Calcul du poids de la dalle de fond	51
Tableau 4.12: Calcul du poids de la ceinture inférieure.....	51
Tableau 4.13: Calcul du poids du fût 5	52
Tableau 4.14: Calcul du poids du fût 4,3,2,1	52
Tableau 4.15: Calcul du poids du fût de la cave	52
Tableau 4.16: Récapitulatif des actions permanentes	52
Tableau 4.17: Récapitulatif des valeurs de centre de gravité	56
Tableau 4.18: Récapitulatif des résultats de l'effort de trainé	63
Tableau 4.19: Valeurs des réactions d'appuis et moments d'encastrement.....	66
Tableau 4.20: Valeurs des efforts tranchant et moments fléchissant.....	67
Tableau 4.21: Valeurs des moments d'ovalisation.....	69
Tableau 4.22: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS.....	71
Tableau 4.23: Valeurs des efforts suivant les méridiens et suivant les parallèles	82
Tableau 4.24: Valeurs des dimensions	88
Tableau 4.25: Action du poids propre de la cuve	88
Tableau 4.26: Action du poids de l'étanchéité.....	88
Tableau 4.27: Action de la poussée de l'eau	89
Tableau 4.28: Efforts de sollicitation dans le cas de la cuve pleine à l'ELS	90
Tableau 4.29: Efforts de sollicitation dans le cas de la cuve vide à l'ELS	90
Tableau 4.30: Effort de sollicitation dans le cas de la cuve pleine à l'ELU	91
Tableau 4.31: Effort de sollicitation dans le cas de la cuve vide à l'ELU	91

Tableau 4.32: Armatures transversales dans la cuve	91
Tableau 4.33: Contraintes limites du béton et de l'acier	92
Tableau 4.34: Calcul de l'effort horizontal	97
Tableau 4.35: Calcul des efforts verticaux	98
Tableau 4.36: Moment radial et moment tangentiel	113

LISTES DES FIGURES

Figure 1: Carte de situation géographique de la zone du projet.....	3
Figure 2: Carte de localisation du SAEPmV de SOKOTINDJI 2.....	4
Figure 2.3: Vue en plan du réseau de canalisation	21
Figure 4.1: Vue en élévation d'un château d'eau	36
Figure 4.5: Coupe transversale de la ceinture supérieure.....	49
Figure 4.6: Coupe transversale de la tulipe	49
Figure 4.7: Dimensions de la cheminée	50
Figure 4.8: Dimensions de la dalle de fond.....	51
Figure 4.9: Dimensions de la ceinture inférieure	51
Figure 4.10: Discrétisation du château d'eau	54
Figure 4.11: Coefficient δ_0 pour construction a base polygonal régulière ou circulaire	59
Figure 4.12: Coefficient de réponse, Coefficient de pulsation.....	60
Figure 4.13: Coefficient de réduction δ des pressions dynamiques	61
Figure 4.14: Schéma statique du château sous les charges dues au vent	65
Figure 4.15: Schéma statique de la dalle reposant sur le voile	70

LISTE DES SYMBOLES ET UNITES DE MESURES

• SYMBOLES

A ; A_s : Aire de la section d'acier

A_{min} : Aire de la section d'acier minimum

E : Module d'élasticité longitudinale

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané du béton

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé du béton

E_b : Module de déformation longitudinale du béton

E_s : Module de YOUNG de l'acier

f_{bu} : Contrainte limite dans le béton à l'ELU

f_{cj} : Résistance caractéristique dans le béton à la compression à j jours

f_{c28} : Résistance caractéristique dans le béton à la compression à 28 jours

f_{tj} : Résistance caractéristique dans le béton à la traction à j jours

f_{t28} : Résistance caractéristique dans le béton à la traction à 28 jours

ν : Coefficient de poisson

θ : Coefficient tenant compte de la durée d'application du chargement

γ_b : Coefficient tenant compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de compression du béton à l'ELS

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

f_{ed} : Contrainte limite de traction dans l'acier à l'ELU

η : Coefficient de fissuration

σ_s : Contrainte limite de traction dans l'acier à l'ELS

G : Ensemble des actions permanentes

Q : Ensemble des actions variables

B : Section du béton

B_r : Section réduite du béton

U : Périmètre de la section en mètre

b_0 : Largeur de la section du béton

d : Distance entre le centre de gravité des aciers tendues et la fibre du béton la plus comprimée

I : Moment d'inertie de la section transversale de la tour

Z : Hauteur du centre de gravité de la masse oscillante par rapport à l'encastrement

i : Rayon de giration

l_f : Longueur de flambement

k_s : Coefficient de site

ξ : Coefficient de réponse, fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation de la structure

τ : Coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau de la structure en fonction de sa hauteur au-dessus du sol

δ : Coefficient de réduction, il est fonction de la plus grande dimension L de la surface frappée par le vent et de la hauteur totale de l'ouvrage Z

q : Pression dynamique du vent en daN/m^2

q_n : Pression dynamique normale correspond à la vitesse normale

q_e : Pression dynamique extrême correspond à la vitesse extrême

q_H : Pression à une hauteur H au-dessus du sol

q_{10} : Pression de base à 10m de hauteur

C_L : Coefficient de dérive

C_e : Coefficient tenant compte des pressions du vent sur la paroi

β' : Coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement

q_{cr} : Pression critique correspondant à la vitesse de résonance

V_{cr} : Vitesse de résonance

T : Période de vibration propre de la construction

A_0 : L'année prévisionnelle de démarrage du service de l'eau

P_n : la population aux différentes échéances

P_0 : la population à l'année 2013 (RGPH4, 2013)

α : le taux de croissance démographique annuelle (3,52%)

n : Nombre d'année séparant l'année de référence de l'horizon d'étude

D_{jp} : la demande du jour de pointe (l/jour)

Q_{BP} : la consommation spécifique par BP (l/jour)

Q_{BF} : la consommation spécifique par BF (l/jour)

$Taux_{BP}$: le taux de desserte par BP (%)

$Taux_{BF}$: le taux de desserte par BF (%)

C_{cnd} : le coefficient de la consommation non domestique

C_{ps} : le coefficient de pointe saisonnier

C_{pj} : le coefficient de pointe journalier

B_{jp} : le besoin de production du jour de pointe

η_r : le rendement global du réseau

Q_p : le débit d'équipement

B_{jp} : le besoin de production du jour de pointe

T : la durée de pompage

HMT : la hauteur manométrique totale

TP : la cote trop-plein du réservoir

TN : la cote terrain-naturel du forage

ND_{max} : le niveau dynamique maximale de l'eau

ΔH_r : les pertes de charge sur la conduite de refoulement

P_{abs} : la puissance absorbée (KW) ;

Q_{pompe} : le débit de la pompe (l/s)

- **UNITES DE MESURES**

m : Mètre

cm² : Centimètre carré

m³ : Mètre cube

kg/m³ : Kilogramme par mètre cube

daN/m² : Décanewton par mètre carré

kN.m : Kilonewton mètre

MPa : Mégapascal

m/s : Mètre par seconde

RESUME

L'eau source de vie pour la population mondiale. Mais malgré son importance force est de constater que certaine population ne bénéficie pas encore de cette ressource indispensable pour la vie. C'est ainsi, cette étude à pour but de proposer un système d'approvisionnement en eau potable de grande capacité dans la commune de Ségbana. Une étude expérimentale sur la base des données statistiques et des normes en vigueur a été mis en œuvre. Cette étude nous a permis d'obtenir une prévision de $970\text{m}^3/\text{j}$ d'eau à l'horizon 2044. Un château d'eau tronconique de 250m^3 de capacité a été proposé. Également, un dimensionnement a été fait ce qui a permis d'obtenir des plans d'exécution des différentes parties dudit ouvrage. L'estimation du coût prévisionnel de réalisation de l'ouvrage de stockage (château d'eau) s'élève à la somme de : deux cent cinquante-quatre million cent quatre-vingt-cinq mille sept-cent soixante-six (254 185 766 FCFA).

L'ouvrage permettra de soulager la population tant dans sa fonctionnalité que dans sa résistance.

Mots clés : Château d'eau, dimensionnement, coût prévisionnel

ABSTRACT

The source of life water for the world's population. But despite its importance, it must be noted that some population does not yet benefit from this essential resource for life. Thus, this study aims to propose a high-capacity drinking water supply system in the town of Ségbana. An experimental study based on statistical data and current standards was implemented. This study allowed us to obtain a forecast of 970m³ / d of water by 2044. A truncated conical water tower with a capacity of 250m³ has been proposed. Also, a dimensioning was done which made it possible to obtain execution plans for the various parts of said work. The estimate of the projected cost of realization of the storage structure (water tower) amounts to the sum of: two hundred fifty-four million one hundred eighty-five thousand seven hundred sixty-six (254 185 766 FCFA).

The work will relieve the population both in its functionality and in its resistance.

Key words: Water tower, sizing, estimated cost

SOMMAIRE

DEDICACES	I
REMERCIEMENTS.....	II
HOMMAGES	IV
LISTE DES ABREVIATIONS, ACRONYMES ET SIGLES	V
LISTE DES TABLEAUX.....	VI
LISTES DES FIGURES	VIII
LISTE DES SYMBOLES ET UNITES DE MESURES	IX
RESUME	XII
ABSTRACT.....	XIII
SOMMAIRE.....	XIV
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D’ETUDE.....	3
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DU PROJET D’ETUDE.....	14
CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DU SAEP MV DE SOKOTINDJI 2	22
CHAPITRE IV : ETUDE DE LA STRUCTURE D’UN CHATEAU D’EAU DE 250M3	33
CHAPITRES V : ETUDE D’IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET EVALUATION DU COUT DE LA REALISATION.....	119
CONCLUSION.....	125
BIBLIOGRAPHIE	127
TABLE DES MATIERES.....	128

INTRODUCTION GENERALE

Le gouvernement du Bénin, ambitionne dans le secteur de l'approvisionnement en eau de "*desservir en eau potable et de façon durable, toutes les populations rurales*" à travers des interventions du Plan Directeur du sous-secteur de l'AEP en Milieu Rural (PDAEP-MR). Pour cela, diverses actions sont entreprises dans le but, non seulement d'assurer l'accès à l'eau aux populations, mais surtout d'œuvrer à faire en sorte que cette eau soit potable. En attestent les efforts et investissements massifs déployés par le gouvernement, aidé par les partenaires au développement, pour la construction des forages équipés de pompes à motricité humaine, des puits modernes etc. Malgré tous ces efforts, des problèmes subsistent car toujours certains des systèmes d'approvisionnement en eau potable n'arrivent plus à couvrir les besoins de la totalité des usagers. La commune de Ségbana en est l'exemple. Ainsi dans cette commune et précisément dans l'arrondissement de SOKOTINDJI, il est prévu de la construction et l'exploitation d'un système d'approvisionnement en eau potable multi-Villages (SAEP mV). La qualité et la durabilité des ouvrages génie civil et hydrauliques qui seront réalisés dans le cadre du projet est primordiale pour la satisfaction de toutes les parties prenantes du projet. Ainsi nous voulons à l'issue de cette étude obtenir un SAEP mV qui puisse permettre de soulager la population tant dans sa résistance que dans sa fonctionnalité.


A. Problématique et justification du projet

L'alimentation en eau potable (AEP) s'est imposée comme une réponse à la situation de sécheresse et à la corvée d'eau. L'arrondissement de Sokotindji est actuellement alimenté par des forages équipés des pompes à motricité humaine, des puits (traditionnels et modernes). Au vu de l'accroissement rapide de la population au cours des dernières années, ces ouvrages d'alimentation en eau potable ne sont plus à mesure de satisfaire la demande de plus en plus croissante d'eau. Au regard des nombreuses difficultés liées à l'accès à l'eau potable dont fait face les populations la commune de SEGBANA, elle a bénéficié de la construction de plusieurs systèmes d'approvisionnement en eau potable multi-village (SAEPmV).

B. Objectif générale et objectifs spécifiques

Ce rapport vise à élaborer une étude permettant de mieux intégrer les préoccupations techniques dans le dimensionnement hydraulique, l'étude structurale du château d'eau, l'impact environnemental et l'évaluation sommaire du SAEPmV de SOKOTINDJI 2.

De façon spécifique, il s'agit de :

-  Présenter la zone d'étude,

- ✚ Décrire les caractéristiques du projet,
- ✚ Evaluer la population à desservir ;
- ✚ Déterminer les besoins en eau ;
- ✚ Déterminer la capacité du réservoir ;
- ✚ Dimensionner la pompe immergée pour le captage de l'eau ;
- ✚ Dimensionner le réseau de canalisation pour le déploiement des conduites en vus de la desserte des villages de l'arrondissement de SOKOTINDJI ;
- ✚ Faire l'étude structurale d'un ouvrage de stockage qui est dans notre cas un château d'eau surélevé de 15m ;
- ✚ Présenter les impacts environnementaux du SAEPmV ;
- ✚ Evaluer le coût prévisionnel de la réalisation du projet ;

C. Démarche méthodologique

La méthodologie adoptée pour cette conception est fondée sur une approche systémique. Ainsi, pour mieux l'explicitier :

- Une revue et analyse documentaire (connaissances bibliographiques relatives au département de l'Alibori ; différentes études effectuées au Bénin par des projets et celles qui ont trait à l'alimentation en eau en milieu rural et la consultation de certains sites sur Internet) ;
- Une phase d'enquête sur le terrain pour la collecte de données complémentaires ;
- Une phase d'élaboration du projet d'étude sur la base de l'analyse des informations collectées.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

1.1. Profil physique de la zone d'étude

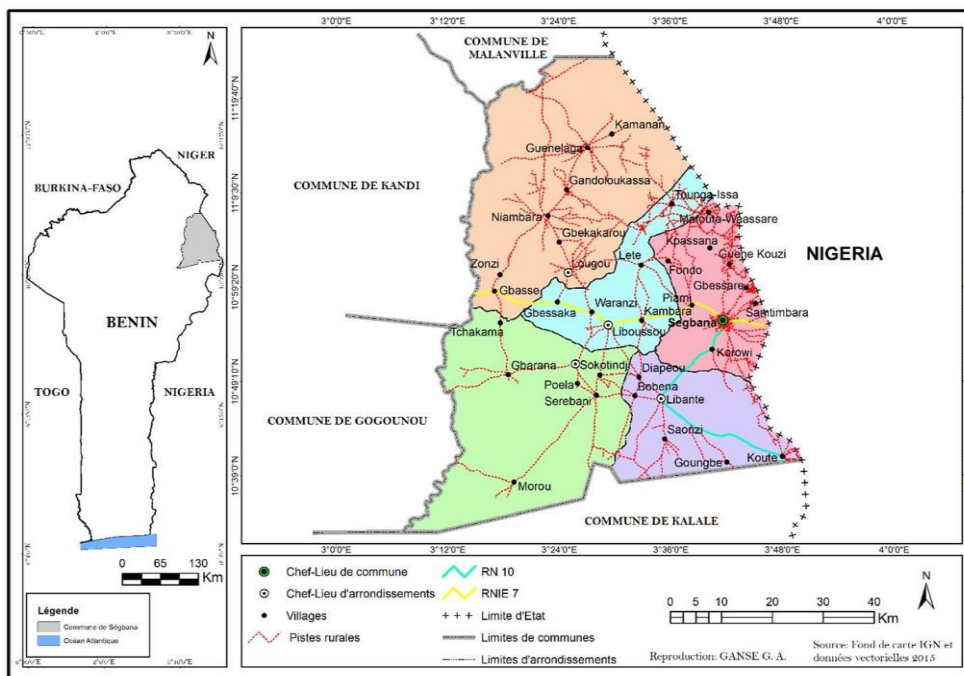
1.1.1. Situation géographique

Située entre 10°32' et 11°23' de latitude Nord d'une part et 3°08' et 3°50' de longitude Est d'autre part, et d'une superficie de quatre mille sept cent (4 700) km² la Commune de Ségbana est limitée :

- au Nord par la Commune de Malanville,
- au Sud par la Commune de Kalalé,
- à l'Est par la République Fédérale du Nigéria,
- l'Ouest par les Communes de Kandi et de Gogounou.

L'administration locale comporte trois (03) niveaux : la Commune, l'arrondissement, le village ou quartier de ville. Selon la Loi 2013-05 du 15 février 2013 portant création, organisation, attributions et fonctionnement des unités administratives locales en République du Bénin, la Commune de Ségbana se compose de cinq (05) arrondissements, quarante (40) villages dont deux (02) quartiers de ville.

Les figures 1 et 2 présentent la situation administrative de la Commune de Ségbana et la localisation du SAEP de SOKOTINDJI 2.



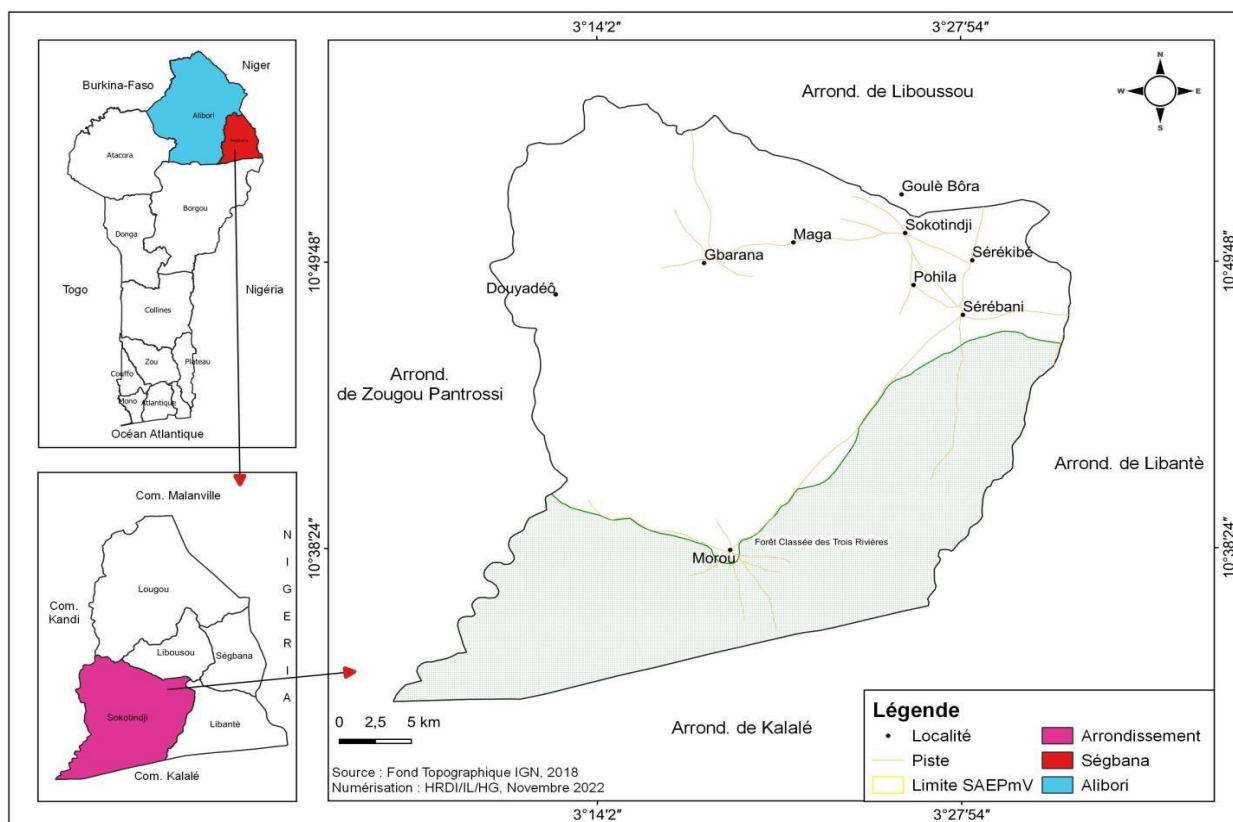


Figure 2: Carte de localisation du SAEPmV de SOKOTINDJI 2

Les arrondissements sont entre autres : Lougou, Liboussou, Libanté, Ségbana-centre et Sokotindji. C'est ce dernier arrondissement qui abrite le Système d'Approvisionnement en Eau Potable multi-Villages (SAEPmV) objet de cette étude.

La figure 2 localise l'arrondissement de Sokotindji hôte du SAEPmV dans la Commune de Ségbana.

L'arrondissement de Sokotindji est limité au nord par les arrondissements de Lougou et de Liboussou, au sud par la commune de Kalalé, à l'est par l'arrondissement de Libanté et l'ouest par la commune de Gogounou. Il est constitué des villages de GBARANA, POELA, SEREBANI, SEREKIBE, SEREKIBE, BEDAFOU, TCHAKAMA et SOKOTINDJI selon le découpage de INSAE 2013. Les villages concernés par ce SAEPmV sont GBARANA et POELA car les autres bénéficient déjà du SAEPmV de SOKOTINDJI 1 sous le financement de PEPRAU.

1.1.2. Climat

La Commune de Ségbana a un climat de type Nord-Soudanien, caractérisé par deux (02) saisons: une (01) saison de pluvieuse (Mai à octobre) et une saison sèche (Octobre à Mai). La hauteur d'eau annuellement enregistrée varie entre huit cent (800) et mille deux cent (1200) mm/an. Le régime des

vents est assez différencié suivant la latitude. Pendant la saison sèche, l'harmattan, vent sec et frais souffle du Nord-Est et est responsable de la baisse brutale de l'humidité relative dans le mois de décembre. Ces facteurs contribuent à la recharge en eau souterraine (PDC3, 2016).

1.1.3. Végétation et faune

Les unités d'occupation de sol qui caractérisent le territoire de la commune de Ségbana sont les forêts (forêts galerie, claires, boisées, sèches etc.). La végétation est celle de la savane arbustive et herbeuse, dominée par les *Vitellaria paradoxa* (Karité) et *Parkia biglobosa* (Néré), *Adamsonia digitata* (Baobab) qui favorise la biodiversité.

La faune est dominée par quelques espèces fréquemment rencontrées. Il s'agit des reptiles, des oiseaux (perdrix, pintades sauvages et autres...) et des rongeurs (rats, Aulacodes), lièvres, etc. On y rencontre quelques rare fois des biches. L'arrondissement de Sokotindji qui abrite ce projet présente les mêmes caractéristiques que la commune. Les sites récepteurs des ouvrages sont constitués des herbes et de quelques arbustes.

1.1.4. Sol, Relief et Géologie

Les sols les plus répandus à Ségbana sont ceux de grés, d'argile du crétacé qui sont des sols généralement aptes à l'agriculture et ceux du socle granito gneissique sont moins aptes à l'agriculture. On rencontre des sols caillouteux dans les régions de Sinwan, Kouté, Gbarana, Morou et Gbessaré. Pour l'ensemble, ces sols sont des sols ferrugineux plus ou moins drainés selon des zones écologiques.

Le relief de SOKOTINDJI est constitué d'une vaste pénéplaine granitique avec des vallonnements. On y rencontre cependant un plateau cuirassé avec des successions de croutes.

Sur le plan géologique, les sites du projet sont entièrement situés dans le socle cristallin. A première vue, les différents groupes pétrographiques qui constituent ce socle cristallin sont structurés suivant une direction subméridienne mais les études plus détaillées montrent qu'il s'agit en réalité de formations extrêmement plissées, avec des plis d'amplitude variée. Ces formations se présentent sous la forme d'une pénéplaine cristalline comportant des intrusions magmatiques syntectoniques et tardif à post-tectoniques (orogénèse panafricaine). Toutes ces formations, sont affectées par des accidents tectoniques de style tangentiel caractérisés par des écaillages, des failles, des décrochements et des fissures. L'altération des roches sur des épaisseurs relativement faible donne un sol sablo-argileux surmonté parfois de cuirasse latéritique.

1.1.5. Hydrographie et hydrogéologie

Le fleuve Sota qui est la frontière naturelle entre Kandi et Ségbana reçoit des affluents provenant du territoire de la commune de Ségbana. On y distingue de nombreux sources, mares, marigots et étangs tels que Toumbou, Tamasori, Koro, Wéténa, Wara, Swoa, Kpèpia, Niara, Souamou, Kapana, Kéna, Obléna etc.

L'arrondissement d'accueil des infrastructures quant à lui est entre autres arrosé par des cours saisonniers comme Wara, kizana et oudésoihé.

L'Hydrogéologie de Sokotindji se caractérise par les formations du socle cristallin qui sont composées de roches résistantes recouvertes des produits de leur altération physico-chimique à dominance sablo-argileuse. Cependant, les contraintes tectoniques ont développé au sein de ces roches compactes des réseaux de fractures denses et ouvertes pour stocker et conduire les eaux d'infiltration issues des précipitations. C'est le domaine des aquifères dits « discontinus » (seules les zones fracturées sont aquifères), peu perméables et très peu poreux. Ces aquifères jouent le rôle de drainage de l'eau souterraine. La productivité des fractures dépend de plusieurs paramètres comme le contexte géologique régional, l'importance et l'ouverture de la fracture, le faciès pétrographique et la position ouvrage/fracture.

Les altérations des roches compactes, formations meubles à prédominance argilo-sableuse, constituent un deuxième réservoir aquifère, en continuité hydraulique avec le socle. Ce réservoir supérieur est continu, très peu perméable, mais fortement capacitif ; il renferme plus de 80 % des ressources en eau stockées dans le système.

L'eau est généralement de bonne qualité dans les villages de SOKOTINDJI. C'est une eau dont les paramètres physico-chimiques et bactériologiques respectent les normes fixées par l'OMS pour l'eau de boisson.

1.2. Milieu socio-économique

1.2.1. Populations

Au dernier Recensement Général de la Population et de l'Habitation (RGPH4) de 2013, la Commune de Ségbana compte quatre-vingt-neuf mille quatre-vingt et un (89 081) habitants dont quarante-cinq mille soixante-six (45 066) hommes, quarante-quatre mille quinze (44 015) femmes. Signalons que le taux d'accroissement intercensitaire est de 4,8 %. La population estimée en 2016 donne cent treize mille quatre cent quatorze (113 414) habitants.

Les principaux groupes ethniques qui partagent le territoire de la commune sont les Boo, plus de 75 % de la population. Ils seraient de Boussa au Nigéria entre le 12ème et le 14ème siècle. Ils cohabitent avec les Peuhls : 17 %, les Dendi : 1,7 %, le Yoruba et apparentés 1,6 % et autres 4,7 % (Haoussa, Baatombou, Fon).

A Ségbana, 81,8 % de la population est musulmane ; le catholicisme et le protestantisme représentent chacune 2,2 % de la population. Les religions traditionnelles représentent 5,7 % et 8,2 % sont indéterminés.

Evolution de la population des sites du projet

Les projections de l'évolution démographique des villages de l'arrondissement de Sokotindji concernés par le projet montrent l'urgence de la réalisation du SAEP malgré l'existence d'un premier comme le présente le tableau 1.

Tableau 1.1: Projection de l'évolution démographique des villages du projet aux horizons 2032 et 2042

VILLAGES	Population 2022	Population 2032	Population 2042
GBARANA	4 116	5 818	8 222
POELA	1 211	1 712	2 419
Total par horizon	9 705	13 718	19 387

Source : DAO-ANAEPMR, 2021

En 2042, si la tendance de l'accroissement actuel se maintient, l'effectif de la population des trois (03) villages du projet va plus que doubler par rapport à l'effectif de 2022 pour atteindre de dix-neuf mille trois cent quatre-vingt-sept (19.387) habitants. Du coup les besoins en eau vont aussi doubler. C'est pour anticiper et satisfaire les pareils besoins que les ouvrages du SAEPmV de Sokotindji 2 ont été dimensionnés pour l'horizon 2042 qui vont au-delà des ODD qui sont pour 2032.

Dans ces villages plusieurs activités se pratiquent et ces activités nécessitent de l'eau potable.

1.2.2. Activités économiques

L'agriculture est la principale activité économique de la zone du projet. Les principales cultures sont le coton, l'igname, le maïs, le sorgho et l'arachide et le soja. La seconde activité économique est l'élevage surtout de gros bétails avec les populations peuhls. L'arrondissement de Sokotindji dispose d'un marché qui est en relation avec les autres marchés de la commune et des communes environnantes et aussi le Nigéria. Face à la place de l'agriculture et de l'élevage dans l'économie de Sokotindji en particulier et de la commune en général, le besoin en eau devient plus important.

1.3. Etat des lieux des infrastructures d'AEP et d'assainissement

Au niveau communal, sur les deux cent soixante-six (266) FPM dont dispose la Commune cent cinquante-quatre (154) sont en pannes soit un taux de 58 % de pompes non fonctionnelles. En 2015, le taux de desserte était de 51,2%. Cet état de choses est dû au non-respect des engagements par les parties contractantes, au faible fonctionnement du Cadre d'Entretien et de Maintenance des Ouvrages Simples (CEMOS), à la faiblesse de la mise en œuvre des outils modernes. Il faut noter les disparités entre arrondissements, villages et localités en matière de taux de couverture en eau potable.

1.3.1. Etat des lieux des infrastructures d'AEP de Sokotindji 2

Tableau 1.2: Etat des lieux des ouvrages hydraulique de SOKOTINDJI 2

Arrondissement	Nombre total d'ouvrages réalisés	Nombre d'ouvrages délégués	Nombre d'ouvrages de processus de délégation en cours	Nombre total d'ouvrages en pannes ne fournissant pas d'eau	Nombre total d'ouvrages fournissant de l'eau avec des difficultés
SOKOTINDJI2	54	46	00	02	09
Commune	351	312	00	14	50

Source : Service Eau, Hygiène et Assainissement mairie 2021

En 2021, sur l'ensemble des trois cent cinquante un (351) ouvrages dont dispose la commune de Ségbana, cinquante-quatre (54) sont dans l'arrondissement de SOKOTINDJI 2. Parmi ces ouvrages, onze (11) ne fonctionnent pas correctement. Ainsi pour une population estimée à vingt un mille neuf cent vingt-sept (21 927) habitant en 2022, seul quarante-trois (43) ouvrages d'eau étaient fonctionnels contre un besoin de quatre-vingt-huit (88) ouvrages. Le déficit est de l'ordre de quarante-cinq (45) ouvrages simples. Ainsi en 2022 à huit (08) ans des échéances des ODD, où le taux de desserte en eau potable devrait être de 100%, l'arrondissement de Sokotindji 2 a un taux de 49%. En dépit de ce faible taux, les populations sont souvent confrontées aux :

- Pannes fréquentes des ouvrages,
- Assèchements des points d'eau,
- Insuffisances des ouvrages pendant la saison sèche,
- faibles accessibilité, et coûts très onéreux.

Ainsi, 51 % de la population de Sokotindji a recourt aux eaux non potables ce qui donne un sens très important à la réalisation du SAEPmV de Sokotindji 2, car il permettra à la population rurale de la zone d'accueil du projet de disposer d'un réseau important qui pourra répondre à leur

préoccupation relative à l'indisponibilité de l'eau d'une part et d'avoir accès à un service d'eau de qualité d'autre part.

Dans la zone du projet, il faut noter que des efforts sont fournis pour un meilleur assainissement et hygiène. Certaines localités sont déclarées FDAL. Cependant, il faut noter que la défécation à l'air libre persiste toujours et le réseau d'assainissement est défectueux. Ceci constitue l'un des défis après la réalisation du SAEPmV.

La situation actuelle du milieu d'accueil du SAEPmV suggère la mise en place de mesures visant à maintenir en tout temps, un état de propreté et une qualité d'eau de consommation acceptable.

Sur le plan de la gestion des ouvrages d'eau existants dans l'arrondissement de SOKOTINDJI 2, la situation est reluisante et constitue un atout pour la gestion du SAEPmV. Le taux de paiement des redevances est au-delà de 50 %, soit 52,47 % en 2020 et 88,58 % au troisième trimestre de l'année 2021 (Service Affaire Economique et Marchande).

1.4. Besoin en eau dans la zone du projet

1.4.1. Estimation de la ressource en eau souterraine disponible

Les études sur l'évaluation de la ressource et des besoins en eau souterraine réalisées par l'ANAEPMR afin de mieux comprendre et connaître les disponibilités et les besoins réelles par SAEPmV a permis de subdiviser le pays en deux grandes zones. La zone 1 pour tous les systèmes du nord (Départements de l'Atacora-Donga-Borgou et Alibori) et la zone 2 pour les départements du centre et sud Bénin.

Le SAEPmV de Sokotindji 2 se situe dans le département de l'Alibori donc dans la zone 1.

Pour évaluer les ressources en eau souterraines de cette zone, il faut tenir compte des paramètres hydro climatiques fournis par les stations synoptiques de Parakou et Natitingou et des stations pluviométriques de Kandi-Malanville-Ségbana-Bembèrèkè. Ainsi, la pluviométrie est de neuf cent quatre-vingt-cinq (985) mm et les données des moyennes décennales des années 1979 à 2008 de températures aux 2 postes synoptiques de l'ASECNA (Kandi), révèlent que la température moyenne annuelle est comprise entre 28,9 et 33,4°C.

1.4.2. Estimation de la recharge de la nappe

Elle se fait soit à partir de la pluviométrie, soit à partir des données piézométriques.

- **Recharge à partir de la pluviométrie**

La recharge est généralement qualifiée comme étant la quantité d'eau qui, partant de la surface, percole à travers la zone non saturée en échappant à la reprise évaporatoire et rejoint l'aquifère. Elle est obtenue par le bilan hydrique comme suit :

$$P = ETP + R + I \quad (\text{Éq 1.1})$$

Avec :

P : la pluviométrie moyenne annuelle ;

ETP : l'Evapotranspiration Potentielle ;

R : le Ruissellement et

I : Pluie Utile ou Infiltration efficace

Dans la zone d'intervention, la pluviométrie et la pluie utile sont présentées dans le tableau 1.3.

Tableau 1.3: Pluviométrie et la pluie utile de la zone 1

Station	Pluie moyenne annuelle 1980 – 2009 (mm)	Pluie utile (mm)	% pluie
Kandi	973	180	18.5
Malanville	814	129	15.8
Ségbana	1055	233	22.1
Bembèrèkè	1097	251	22.9
Total moyen	985	198	20

Source : Notice de la carte hydrogéologique du Bénin (2020)

En tenant compte des stations de pluviométriques, les pluies utiles moyenne qui pourrait s'infiltrée dans la zone hydro climatique dans laquelle se trouve Ségbana varie entre cent quatre-vingt-dix-huit (198) mm d'eau soit respectivement un taux de 20 % des pluies moyennes.

○ **Recharge à partir des données piézométriques**

La recharge annuelle est estimée à partir de la fluctuation du niveau de la nappe observée sur des piézomètres installés dans la zone 1 et suivis par les services de la Direction Générale de l'Eau. Les données sont présentées dans le tableau 04 :

Tableau 1.4: Recharge à partir des données piézométriques

Département	Piézomètre	Recharge (mm)	Recharge Moyenne (mm)	Recharge Moyenne (m)
Alibori	Karimama	70	134	0.13383
	Founougo	204		
	Monkassa	62		
	Koutakroukrou	101		
	Donwari	99.4		
	Zougou-Pantrossi	186		
	Piami	180		

Source : IRD, 2014 et Kotchoni, 2019

Du point de vue piézométrique, la recharge est estimée à cent trente-quatre (134) mm ce qui est plus bas que celui issue de du bilan hydrique.

L'analyse des deux (02) types de recharge montre que celle obtenue avec le bilan hydrique semble être surestimée par rapport à celle calculée à partir des données piézométriques.

○ **Ressource en eau disponible et ressource en eau mobilisable**

Une fois le niveau de recharge connu, il est possible de connaître le volume d'eau annuellement disponible dans toute la zone afin que soit déterminée la partie qui peut être prélevée par les captages.

L'estimation de la ressource en eau disponible a été faite d'une part à partir des recharges issues des données pluviométriques et d'autre part avec la recharge calculée à partir des données piézométriques disponibles. Les tableaux suivants présentent les résultats obtenus.

Cette ressource en eau rendue disponible par la recharge de la nappe se trouve piégée au niveau des formations géologiques dans les fissures, les microfissures, les fractures et produits d'altérations. Seulement une partie ne sera mobilisée à partir des ouvrages de captage de ressource en eau. Cette partie désignée par ressource en eau mobilisable est estimée à 5 % de la réserve disponible.

Tableau 1.5: Estimation du volume d'eau mobilisable à partir de la pluie utile

Département	Superficie (Km ²)	Pluie utile (mm)	Pluie utile moyenne annuelle (m)	Volume de Recharge annuelle (m ³)	Ressource en eau mobilisable annuelle (5 % du volume de recharge annuelle)
ALIBORI	26 242	129	0,181	4 741 054 667	237 052 733

Source : Groupement ESSOR/BNETD/TERRABO, août 2020

Pour mieux quantifier la ressource à mobiliser, il est important d'estimer à partir des données piézométriques. Le tableau suivant présente les ressources à mobiliser à partir des données piézométriques.

Tableau 1.6: Estimation du volume d'eau mobilisable à partir des données piézométriques

Département	Recharge Moyenne (mm)	Superficie (Km ²)	Volume d'eau disponible (m ³ /an)	Volume d'eau mobilisable (m ³ /an)
Alibori	134	26 242	3 512 054 333	175 602 717

Source : Groupement ESSOR/BNETD/TERRABO, août 2020

Il ressort du tableau 1.5 que la ressource en eau mobilisable annuellement dans tout le département de l'Alibori est de l'ordre de deux cent trente-sept millions cinquante-deux mille sept trente-trois (237 052 733) m³. Par contre, le volume d'eau mobilisable annuellement en tenant compte des données piézométriques est de cent soixante-quinze millions six cent deux sept cent dix-sept (175

602 717) m³ soit environ 26 % du volume de recharge de moins que la recharge avec la pluviométrie. Dans l'un ou l'autre des cas, c'est dans cet ensemble que sera mobilisée la ressource nécessaire pour tous les SAEPmV du département. Mais il est à noter que l'accumulation de cette ressource en quantité suffisante à la hauteur des demandes est fonction de la variabilité climatique. Il s'ensuit que l'identification de ces points de concentration constitue un défi majeur dans l'exploitation des eaux souterraines en particulier pour les grandes installations que constituent les SAEPmV.

1.5. Qualité des eaux souterraines dans le département de l'Alibori

La qualité des eaux souterraines dépend de la nature des réservoirs et des activités anthropiques exercées. Au Bénin, les eaux souterraines sont en général peu minéralisées et de bonne qualité chimique. Cependant, d'après les données issues de la carte hydrogéologique du Bénin, on observe des concentrations en fluor et en nitrate supérieures à la norme respectivement de 1.5mg/l et 45 mg/l.

- Teneur des eaux en fluorure

La figure 6 montre la teneur moyenne par unité hydrogéologique en fluor des eaux souterraines des départements du nord Bénin. Elle présente également les forages utilisés. De cette carte il est observé que la concentration en fluorure respecte la norme dans la majeure partie de la zone où il est observé seulement 0 à 5 % de forage à teneur hors norme.

Il ressort de cette carte que la commune de Ségbana dispose des ressources en eau souterraine à concentration en Fluor très faible.

- Teneur des eaux en nitrate

La présence des nitrates est en général d'origine organique. Les taux élevés de nitrates sont remarqués au niveau des ouvrages proches des agglomérations, de la prairie marécageuse et de la mosaïque de cultures et jachère. Ce qui pourrait être lié à l'utilisation de fertilisants azotés pour la culture notamment du Coton.

Ainsi, les forages de la commune de Ségbana et Sokotindji ont de teneur en nitrate très faible. Néanmoins, la station de pompage sera équipée d'une salle de chloration pour éliminer d'éventuel source de contamination de l'eau.

1.6. Étude topographique

La topographie a une importance capitale dans l'étude d'un projet d'adduction d'eau potable (AEP). En effet, elle joue un rôle essentiel dans les écoulements gravitaires et impose le plus souvent le calage du réservoir ainsi que l'ossature du réseau qui doit épouser au maximum le terrain naturel. Les études topographiques qui seront effectuées dans l'arrondissement de Sokotindji consisteraient à faire des levés pour avoir une idée sur la morphologie (pente) du terrain. Ceci dans le but de bien disposer les conduites ainsi que le réservoir.

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DU PROJET D'ETUDE

Le projet objet de cette étude est structuré en trois composantes complémentaires que sont : la construction des stations de pompage, la construction du système de stockage d'eau et la mise en place du réseau de distribution de l'eau potable. Le tableau suivant résume les caractéristiques techniques des différentes composantes du SAEPmV de SOKOTINDJI 2.

Tableau 2.1: Fiche technique du SAEPmV de SOKOTINDJI 2

NOM DU SAEP	SAEPmV DE SOKOTINDJI 2					
DEPARTEMENT	ALIBORI					
COMMUNE	SEGBANA					
ARRONDISSEMENT	SOKOTINDJI					
VILLAGES A RACCORDER	GBARANA; POELA <i>(Les autres villages de l'arrondissement constituent le SAEPmV de SOKOTINDJI 1 déjà pris en compte par le PEPRAU avec les 16 SAEPmV)</i>					
OPTION DU SAEP	<p>Pour le SAEPmV, il est retenu d'exploiter un (01) forage à gros débit sis au CEG SOKOTINDJI à récupérer sur le marché de l'entrepreneur, (ii) construire un réservoir surélevé (château d'eau) sur un site situé en crête de la piste long de la piste SOKOTINDJI - SEREBANI en vue d'assurer la pression d'un (01) bar requis au point le plus défavorable, (iii) doter la seule station de pompage d'un groupe.</p> <p>Dans le cadre du présent marché, il est prévu de ne réaliser que le cœur du SAEPmV c'est à-dire :</p> <ul style="list-style-type: none"> Réaliser le réseau de canalisations qui ne prend uniquement en charge que les localités prévues par les études de WAPCOS (projet de base) à savoir GBARANA ; POELA ; Construire les infrastructures structurantes du SAEPmV : l'ouvrage de captage, les équipements de la station de pompage, l'ouvrage de stockage, les équipements de transport de l'eau qui permettent, par simple extension ultérieure du réseau de canalisations, de desservir le reste des villages non pris en compte. 					
BESOINS EN EAU	DEBIT D'EQUIPEMENT	31 m ³ /h (A0+10)		57 m ³ /h (A0+20)		
DONNEES DU FORAGE A RACCORDER	Site du forage	Q _{max} -calculé	Q _{exp} (A0+10)	Dint/Dext	ND	Profondeur
	CEG SOKOTINDJI (Forage existant Projeté à récupérer)	>70 m ³ /h	31 m ³ /h	250/280	19 m	50 m
STATION DE POMPAGE						
EQUIPEMENT FORAGE (Projeté)	Tête de forage -----	: DN100				
	Colonne d'exhaure	: DE 110				
	Electropompe -----	: Q = 31 m ³ /h et HMT = 115 mCE – 18 KW				
	Source d'énergie -----	: Côte de calage de la pompe = 30 m : Groupe électrogène de puissance 45 KVA				
LOCAUX TECHNIQUES ET LEUR SECURISATION	Abris pour groupe électrogène	: 1 unité				
	Local de l'unité de chloration	: 1 unité				
	Local administratif	: 1 unité				
	Clôture grillagée	: 1 unité de 90 ml				
UNITES DE TRAITEMENT DE L'EAU ET REGULATION DU RESEAU	Unité de chloration de l'eau	: 1x (2 bacs en PEHD de 200 l + 2 agitateurs + 2 pompes doseuse 0 – 25l/h) et accessoires				
	Régulation du réseau -----	: 64 Vannes, 23 Vidanges, 18 Ventouses				

Etude du système d'approvisionnement en eau potable multi-villages (SAEP MV) de SOKOTINDJI 2 dans la commune de Ségbana

Tableau 2.1 Fiche technique du SAEPmV de SOKOTINDJI 2 suite et fin

Tableau 2.1 Fiche technique du SAEPmV de SOKOTINDJI 2 suite et fin						
NOM DU SAEP		SAEPmV DE SOKOTINDJI 2				
RESEAU DE CANALISATIONS						
DESSERTE : BF-BP		Horizons		Total	Complément	
NOMBRE DE BF POUR LE SAEP	BF en 2022 (A0)		: Pop 2022/Cœur SAEP		23	0
	BF en 2022 (A0)		: (50 % Pop 2022) /250		47	24
	BF en 2027 (A0+5)		: (50 % Pop 2027) /250		56	9
	BF en 2032(A0+10)		: (20 % Pop 2032) /250		27	0
	Les BF par horizon sont une prévision. Seules les BF de l'h le compte du présent marché soit au total 23 BF.		horizons Ao seront réalisées pour			
NOMBRE DE BP	BF en 2022 (A0)		: (50% Pop 2022) /24		493	0
	BF en 2027 (A0+5)		: (50% Pop 2027) /24		586	93
	BF en 2032 (A0+10)		: (80% Pop 2032) /24		1 115	529
	BF en 2036 (A0+15)		: (80% Pop 2037) /24		1 325	211
	BF en 2042 (A0+20)		: (100% Pop 2042) /24		1 969	644
	Les BP par horizon sont une prévision et seront réalisés par le fermier en charge de la gestion du service public de fourniture d’eau potable du périmètre d’affermage auquel appartient le SAEPmV de SOKOTINDJI 2. Ces travaux ne sont donc pas inclus dans le présent marché.					
OUVRAGE DE STOCKAGE OU DE TRANSIT						
CHATEAU D’EAU	En crête de la piste long de la piste SOKOTINDJI Site du château d’eau					
	SEREBANI. Localité de KOKONA					
	Capacité du château d’eau		: 250 m ³			
	Hauteur sous cuve		: 15 m			
	Tuyauterie Arrivé et départ		: Fonte Ductile DN 200 mm			
	Mode de distribution		: Refoulement - distributif			
	Vanne hydro altimétrique		: 200 mm			
	Clôture grillagée		: 01 unité de 90 mètres autour du château d’eau			

Source : (ANAEMPR, 2021)

Ces travaux de SAEPmV sont essentiellement constitués par (i) études d'implantation et travaux de réalisation d'ouvrages de captage complémentaires notamment de forages à gros débit, (ii) la fourniture et la pose du réseau de canalisations y compris les organes de régulation et de protection, (iii) la fourniture et l'installation des équipements électriques et électromécaniques, (iv) la réalisation de locaux techniques et leur protection, (v) la construction d'ouvrage de stockage (château d'eau).

2.1. Composante 1 : Construction de la Station de pompage

Dans le cadre de la construction et de l'exploitation du SAEPmV de SOKOTINDJI 2, il sera construit une (01) station de pompage sur une superficie de six cent vingt-cinq (625) m² pour la station. La station de pompage est constituée d'un local d'exploitation ou administratif, d'un abri pour la source d'énergie, une clôture grillagée pour une sécurisation. Elle dispose d'un local de l'unité de chloration avec magasin.

Le tableau ci-dessous présente la synthèse des caractéristiques des forages du SAEPmV.

Tableau 2.2: Caractéristiques du forage

Site du forage	Qmax-calculé	Qexp(A0+10)	Dint/Dext	ND	Profondeur
CEG SOKOTINDJI (Forage existant Projeté à récupérer)	> 70m³/h	31 m³/h	250/280	19 m	50 m

Source : DAO-ANA EPMR, 2021

Seul, un (01) forage existant de débit d'exploitation supérieur à quarante (40) m³/h confirmé est actuellement disponible au CEG SOKOTINDJI.

La ressource en eau ainsi mobilisée est suffisante pour les besoins en eau requis de 31 m³/h à l'horizon $A_0 + 10$ mais le forage est équipé en 126/140 et ne permet pas son exploitation optimale en raison de l'encombrement des électropompes.

La zone du projet se trouve dans le bassin sédimentaire de SEGBANA, hydro géologiquement très favorable où l'aquifère est captée dans le grès.

Tableau 2.3: Caractéristiques du forage

EQUIPEMENT FORAGE (Projeté)	Tête de forage -----	: DN100
	Colonne d'exhaure	: DE 110
	Electropompe -----	: Q = 31 m³/h et HMT = 115 mCE – 18 KW : Côte de calage de la pompe = 30 m
	Source d'énergie -----	: Groupe électrogène de puissance 45 KVA

Source : DAO-ANA EPMR, 2021

La tête du forage sera de DN100 avec DE 110 comme colonne d'exhaure. L'électropompe se caractérise par $Q = 31 \text{ m}^3/\text{h}$ et $\text{HMT} = 115 \text{ mCE} - 18 \text{ KW}$, la Côte de calage de la pompe = 30 m. L'eau pompée sera traitée au chlore pour éliminer toutes contamination possible. L'unité de traitement se présente dans le tableau 23.

Tableau 2.4: Dispositif de traitement au chlore et abris groupe

LOCAUX TECHNIQUES ET LEUR SECURISATION	Abris pour groupe électrogène	: 1 unité
	Local de l'unité de chloration	: 1 unité
	Local administratif	: 1 unité
	Clôture grillagée	: 1 unité de 90 ml
UNITES DE TRAITEMENT DE L'EAU ET REGULATION DU RESEAU	Unité de chloration de l'eau	: 1x (2 bacs en PEHD de 200 l + 2 agitateurs 2 pompes doseuse 0 – 25l/h) et accessoires
	Régulation du réseau -----	: 64 Vannes, 23 Vidanges, 18 Ventouses

Source : DAO-ANA EPMR, 2021

La zone n'étant couverte par le réseau électrique conventionnel, la station sera alimentée par un groupe électrogène de 45 KVA.

- Modélisation 3D de la station de pompage

Au niveau de chaque station, il sera réalisé une clôture grillagée pour sécuriser les lieux. La figure 1 montre le plan de masse du site de la station de pompage/forage du SAEPmV de l'arrondissement de SOKOTINDJI 2.



Figure 2.1: Schéma type d'une station de production d'eau potable d'un SAEPmV

2.2. Composante 2 : Construction de l'ouvrage de stockage (Château d'eau)

Les caractéristiques du château d'eau du SAEPmV de Sokotindji 2 sont présentées dans les suivantes.

Tableau 2.5: Caractéristiques du château d'eau

OUVRAGE DE STOCKAGE OU DE TRANSIT	
SOKOTINDJI – POELA	
Site du château d'eau	
Capacité du château d'eau	: 250 m ³
Hauteur sous cuve	: 15 m
Tuyauterie Arrivé et départ	: Fonte Ductile DN 200 mm
Mode de distribution	: Refoulement - distributif
Vanne hydro altimétrique	: 200 mm
Clôture grillagée	: 01 unité de 90 mètres autour du château d'eau

Source: DAO-ANAEPMR, 2021

D'une superficie de 652 m², le site qui va abriter le château d'eau du SAEPmV de Sokotindji 2 est situé à Poela. Ce château est d'une capacité de 250 m³ sur une hauteur sou cuve de quinze (15) m. L'ensemble sera clôturé par une clôture grillagée de 90m autour. La tuyauterie Arrivé et départ sera

en Fonte Ductile DN deux cent (200) mm et le mode de distribution est en Refoulement – distributif.

- **Entretien de l'ouvrage de stockage d'eau**

La périodicité de nettoyage du château d'eau est connue dès la mise en exploitation du réseau. Par ailleurs, le nettoyage s'effectuera en tenant compte de la turbidité de l'eau dans le réseau à l'exploitation. De ce fait, la périodicité de nettoyage ne peut être connue à l'avance. Toutefois, en se basant sur le retour d'expérience de la Société Nationale des Eaux du Bénin, le lavage de l'ouvrage de stockage d'eau s'effectue généralement deux (02) fois par an. La figure suivante illustre une perspective en 3D d'un château d'eau.

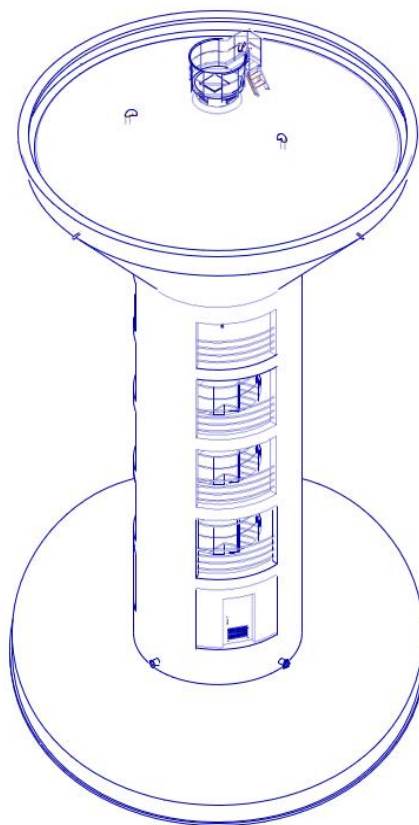


Figure 2.2: Schéma type d'un réservoir à cuve tronconique

Le château d'eau sera de forme tronconique et la cuve sera accessible à l'aide des escaliers. La dernière composante est constituée du réseau de canalisation et de distribution.

2.3. Composante 3 : Réalisation du réseau de distribution et de canalisation

Le tableau suivant présente le réseau du SAEP de SOKOTINDJI 2.

Tableau 2.6: Canalisation du SAEPmV de SOKOTINDJI 2

RESEAU DE CANALISATIONS	LINEAIRE
Refoulement	
PEHD DE 63 -----	
PEHD DE 75 -----	
PEHD DE 110 -----	
PEHD DE 160 -----	1 080
Tableau 2.6 suite et fin	
RESEAU DE CANALISATIONS	LINEAIRE
PEHD DE 225 -----	3 914
Distribution	
PEHD DE 63 -----	9 784
PEHD DE 75 -----	2 509
PEHDE DE 90 -----	5 314
PEHD DE 110 -----	19 582
PEHD DE 160 -----	5 959
PEHD DE 225 -----	8 056
PEHD DE 280 -----	
PEHD DE 315 -----	
PEHD DE 355 -----	
TOTAL RESEAU (ml)	56 198

Source : DAO-ANAEPMR, 2021

D'une longueur de cinquante-six mille cent quatre-vingt-dix-huit (56 198) km, le réseau est en mode (distribution/refoulement) et sera assuré par une tuyauterie en PEHD qui devra être certifié conforme pour alimentation en eau de consommation par le maître d'ouvrage avant leur utilisation par l'entreprise.

- Vérification des fuites, gestion du réseau et cession de l'eau

Concernant la vérification des fuites, il faut noter que les grandes fuites sont visibles à la surface et facile à récupérer par l'exploitant. Pour les petites fuites, on utilise des détecteurs sonores posés à l'orifice où se produisent les fuites. La nouvelle tendance mondiale vers laquelle s'oriente actuellement les sociétés de distribution d'eau est le « contrôle du fonctionnement du réseau en continu ». Il est question dans le cas d'espèce de placer des capteurs, en continu, de pression et de débits dans tout le réseau. Ainsi, des données sont collectées et transmises à un ordinateur central qui les rassemble et permet de gérer le réseau en temps réel. Ainsi, il a été mis en place la plateforme numérique **Utility85** par l'ANAEPMR pour la télégestion du service de l'eau. Cette

plateforme servira de collecte de donnée en temps réel sur tous les aspects et paramètres (données sur la qualité, les fuites, les pannes, les plaintes des populations etc.).

Pour assurer une efficacité dans la fourniture du service à des tarifs qui soient socialement acceptables par les usagers l'option de l'affermage est la modalité de gestion qui est adoptée. La sélection des opérateurs régionaux (fermiers) est faite en tenant compte du nouveau cadre juridique portant partenariat public-privé (*la loi 2016-24 du 28 juin 2017 portant cadre juridique du partenariat public-privée en République du Bénin et ses décrets d'application*).

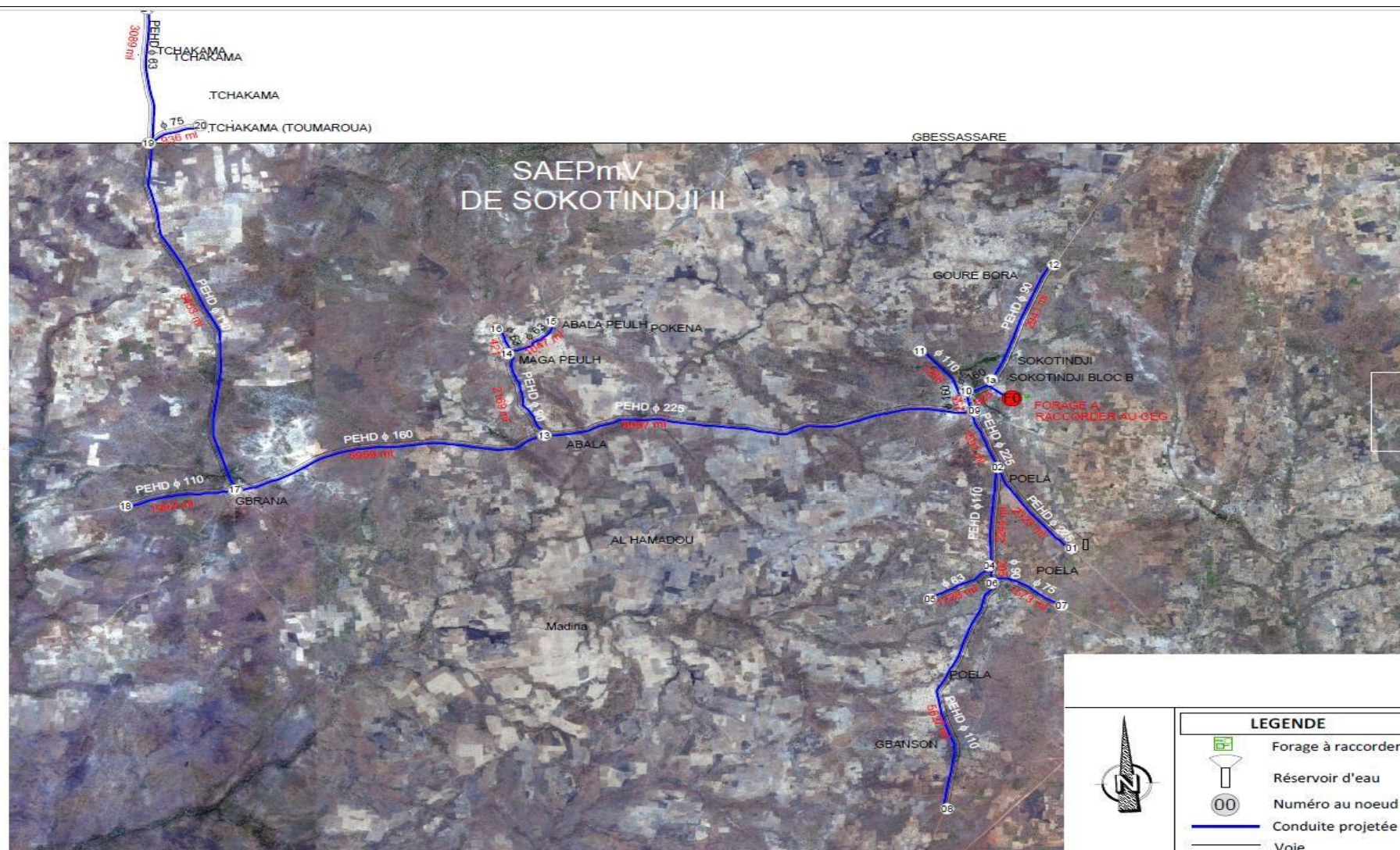


Figure 2.3: Vue en plan du réseau de canalisation

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DU SAEP MV DE SOKOTINDJI 2

3.1. CRITERE DE DIMENSIONNEMENT

3.1.1. Echéances de dimensionnement

Les échéances de dimensionnement sont les suivantes par rapport à l'année A_0 prévisionnelle (2024) de démarrage du service de l'eau :

- ✓ Pour les ouvrages de génie civil, à savoir la station de chloration, le réservoir, les bâtiments d'exploitation et les points de desserte publics : A_0+20 donc 2044 ;
- ✓ Pour les canalisations d'adduction (entre le captage et la station de production d'eau potable) et de refoulement (entre la station de production d'eau potable et le réservoir) : A_0+20 donc 2044
- ✓ Pour les réseaux de distribution : A_0+20 donc 2044 ;
- ✓ Pour les équipements d'exhaure, à savoir la pompe immergée, l'échéance est la production attendue l'année A_0+10 donc 2034.

Tableau 3.1: Echéance de dimensionnement des équipements AEP en milieu rural

Type d'équipement AEP	Durée de vie moyenne	Horizon de dimensionnement
Ouvrages de génie civil (Château d'eau)	20 ans	2044
Ouvrages de génie civil (Bâtiments de la station de production d'eau potable)	20 ans	2044
Borne fontaine	8 ans	2032
Réseaux de refoulement et de distribution	20 ans	2044
Equipement d'exhaure (Pompe immergée, tête de forage)	10 ans	2034
Système de chloration (Pompe doseuse)	10 ans	2034
Transformateur électrique	10 ans	2034

3.1.2. Evaluation de la population à desservir

Le taux d'accroissement naturel sera utilisé pour l'estimation de la population aux différentes échéances prévues à savoir 2024, 2034 et 2044. La population à desservir est celle prévue à l'échéance 2044. La projection sera basée :

- ✓ D'une part sur les chiffres du RGPH4, 2013 ;
- ✓ D'autre part sur le taux de croissance moyen annuel de 3,52% à l'échelle du Bénin.

La formule d'évolution de la population retenue est la suivante :

$$P_n = P_0(1 + \alpha)^n \quad (\text{Éq3. 1})$$

Avec :

P_n , la population aux différentes échéances

P_0 , la population à l'année 2013 (RGPH4, 2013)

α , le taux de croissance démographique annuelle (3,52%)

Tableau 3.2: Estimation de la population

Taux d'accroissement annuel de la pop	Consommations spécifiques (l/j/hab)			Rendement du réseau
	2024	2034	2044	
3,52%				80%

Tableau 3.3: Estimation de la population

Villages	Population RGPH	Population	Population	Population
	2013	2024	2034	2044
GBARANA	3 015	4 411	6 234	8 811
POELA	887	1 298	1 834	2 592
SOKOTINDJI	4 701	6 878	9 721	13 739
TOTAL	8 603	12 587	17 89	25 142

3.1.3. Estimation de la demande en eau

Les différentes hypothèses sont résumées dans le tableau suivant selon les échéances :

Tableau 3.4: Détermination de la demande en eau

Critère		Unité	Echéance de dimensionnement		
			A0	A0+10	A0+20
Taux de desserte	Global	%	100%	100%	100%
	Par BP		50%	80%	100%
	Par BF		50%	20%	0%
Consommation domestique spécifique moyenne	Par BP	l/j/hab	10	12	15
	Par BF		8	10	12
Coefficients de pointe	Saisonnier	Sans	1,7	1,7	1,7
	Journalier		1,1	1,1	1,1
Consommation non domestique	Publique	% de la consommation domestique de pointe	10 %	10 %	10 %
	Artisanat/élevage		0%	0%	0%
	Petite industrie		5%	5%	5%

La demande en eau du jour de pointe est donnée par la formule :

$$D_{jp} = P_n \times (Q_{BP} \times Taux_{BP} + Q_{BF} \times Taux_{BF}) \times (1 + C_{cnd}) \times C_{ps} \times C_{pj} \quad (\text{Éq3. 2})$$

Avec :

D_{jp} , la demande du jour de pointe (l/jour)

Q_{BP} , la consommation spécifique par BP (l/jour)

Q_{BF} , la consommation spécifique par BF (l/jour)

$Taux_{BP}$, le taux de desserte par BP (%)

$Taux_{BF}$, le taux de desserte par BF (%)

C_{cnd} , le coefficient de la consommation non domestique

C_{ps} , le coefficient de pointe saisonnier

C_{pj} , le coefficient de pointe journalier

Le nombre de personnes défini est de 24 habitants par BP et 250 par BF (*Cf Directive N°38*).

3.1.4. Estimation du besoin en production d'eau potable (Directive N°6)

Les besoins en production d'eau potable journalière pour chaque échéance de planification correspondes à la demande de pointe augmentée d'un pourcentage représentant les pertes physiques sur les réseaux d'adduction, refoulement et de distribution. Le rendement global du réseau adopté est égal à 80%.

Le besoin de production est déterminé par la formule suivante :

$$B_{jp} = \frac{D_{jp}}{\eta_r} \quad (\text{Éq 3.3})$$

Avec :

B_{jp} , le besoin de production du jour de pointe (m³/jour) ;

η_r , le rendement global du réseau (%).

3.1.5. Capacité des réservoirs (Directive N°29)

La capacité du réservoir est justifiée pour l'année 2044 par une modélisation des entrées-sorties en fonction d'un profil horaire pour une journée type de consommation et de pompage. En cas de pompage thermique ou SBEE, il est au minimum de 25% de la consommation journalière de pointe.

Tableau 3.5: Récapitulatifs du calcul des besoins en eau et de la capacité du réservoir

Critère d'étude		Unité	2 024	2034	2044
			(Année de mise en service du système)	(Horizon 10 ans)	(Horizon 20 ans)
Taux d'accroissement de la population		%	4	3,52	3,52
Taux de desserte de la population		%	100	100	100
Taux de pop. Desservie par branchement		%	50	80	100
Taux de pop. Desservie par BF		%	50	20	0
Population zone d'étude		hab	12 587	17 789	25 142
Consommation domestique	Consommation Spécifique (BP)	(l/j/hab)	10	12	15
	Consommation Spécifique (BF)	(l/j/hab)	8	10	12
	Consommation domestique totale	l/jour	113 282	206 356	377 132
Consommation non domestique	Taux	%	10	10	10
	Consommation non domestique totale	l/jour	11 328	20 636	37 713
Consommation moyenne totale		m ³ /jour	125	227	415

Tableau 3.5 Récapitulatifs du calcul des besoins en eau et de la capacité du réservoir suite et fin

Critère d'étude		Unité	2024	2034	2044
			(Année de mise en service du système)	(Horizon 10 ans)	(Horizon 20 ans)
Consommation de pointe	Coefficient de pointe saisonnière	sans	1,7	1,7	1,7
	Coefficient de pointe journalière	sans	1,1	1,1	1,1
	Coefficient de pointe horaire	sans	2,0	2,0	2,0
	Consommation de pointe journalière	m³/jour	233	424	776
Production (Demande en eau)	Rendement du réseau	%	80	80	80
	Demande en eau	m³/jour	291	531	970
CHÂTEAU D'EAU	Volume calculé (m³)		242,43		
	Volume choisi (m³)		250		

3.2. Mobilisation de la ressource en eau

3.2.1. Utilisation des ressources en eau souterraines déjà captées (Directives N°9)

Les ressources cibles correspondes à l'échéance 2044 (*Directive N°8*).

L'identification et le diagnostic technique des forages existants de débit exploitable supérieur à 15m³/h en zone sédimentaire et supérieur à 5m³/h dans les zones de socle susceptibles d'alimenter un système AEP est prioritaire à la réalisation de nouveaux ouvrages si les besoins pour l'année 2044 sont satisfaits.

3.2.2. Débit d'équipement (Directive N°7)

Les besoins en production d'eau potable journalière pour les forages sont rapportés au débit d'équipement horaire à savoir :

- ✓ Pour le pompage thermique ou sur le réseau public SBEE : 16 heures en zone de socle et 20 heures en zone sédimentaire. Le débit d'équipement (ou débit de pompage) est donné par la formule suivante :

$$Q_p = \frac{B_{jp}}{T} \quad (\text{Éq 3.4})$$

$$Q_p = \frac{970}{20}$$

$$Q_p = 48,50 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

Q_p , le débit d'équipement (m³/h) ;

B_{jp} , le besoin de production du jour de pointe (m³/jour)

T , la durée de pompage (h).

3.3. Dimensionnement des conduites d'adduction et de refoulement (Directives N°17 et N°18)

Pour les systèmes d'AEP, le débit de référence pour le dimensionnement des conduites d'adduction et de refoulement est le débit d'équipement de 2044.

Le diamètre des conduites est optimisé par un calcul économique en prenant en compte pour le débit de référence :

- ✓ Une vitesse de transit comprise entre 0,7 et 1,5 m/s pour les conduites d'adduction ;
- ✓ Une vitesse de transit comprise entre 0,5 et 2 m/s pour les conduites de refoulement (conduite d'exhaure).

Les conduites d'adduction et de refoulement sont en PEHD de diamètre extérieur 63mm minimum et de pression nominale PN10. Le choix de la pression nominale dépend de la pression statique maximale majorée de la surpression due au coup de bélier (Directive N°19).

Le diamètre de la conduite d'adduction (refoulement entre le forage et le château d'eau) sera choisi pour une vitesse comprise entre 1 et 1,5 m/s, pour le débit correspondant.

Le diamètre de la colonne montante sera retenu sur la base des critères de dimensionnement (Directive N°17) :

- ✓ Vitesse maximale : 1,5 m/s ;
- ✓ Perte de charge maximale : 2,5 mCE.

Le DN des éléments de la tête de forage sera celui de la colonne montante.

3.3.1. Dimensionnement de la conduite de refoulement

a. Diamètre des conduites

Le dimensionnement des conduites de refoulement revient à déterminer les diamètres des tronçons par les formules empiriques. Les formules utilisées sont celle de Bresse, de Bresse modifié et de Munier.

$Q = 48,50\text{m}^3/\text{h}$ soit $0,014\text{m}^3/\text{s}$

Tableau 3.6 : Récapitulatifs du calcul du diamètre des conduites de refoulement

Bresse	Bresse modifier	Munier	Condition de flamant
$D = 1,5 \times \sqrt{Q}$	$D = 0,8 \times \sqrt[3]{Q}$	$D = (1 + 0,02 \times n)\sqrt{Q}$	$V \leq 0,6 + D$

$$V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$$

(Éq 3.5)

Avec :

D, diamètre (m) ; Q, débit (m³/s) ;

V, vitesse (m/s) et n nombre d'heure de pompage.

Tableau 3.6: Récapitulatif des calculs

	Débit (m ³ /s)	Diamètre (m)	Vitesse (m/s)
Formule de Bresse	0,014	0,180	0,564
Formule de Bresse modifié	0,014	0,194	0,462
Formule de Munier	0,014	0,165	0,650

Le diamètre de la conduite d'adduction (refoulement entre le forage et le château d'eau) devant être choisi pour une vitesse comprise entre 1 et 1,5 m/s, pour le débit correspondant, les formules empiriques appliquées directement ci-dessus ne satisfasse pas les critères de la directive.

La conduite de refoulement doit être capable de transiter le débit A0 + 20 ans. A partir de ce débit et pour différentes vitesses, nous établissons le tableau ci-dessus :

Pour Q = 48,50m³/h

Tableau 3.7: Choix du diamètre de la conduite de refoulement

Vitesse (m/s)	Diamètre intérieur (mm)	Diamètre commercial (mm)
0,5	185,19	PEHD DE 225 PN 10
0,8	146,41	PEHD DE 225 PN 10
1	130,95	PEHD DE 160 PN 10
1,2	119,54	PEHD DE 160 PN 10
1,5	106,92	PEHD DE 160 PN 10
2	92,60	PEHD DE 110 PN 10
2,5	82,82	PEHD DE 110 PN 10

Conclusion :

La conduite PEHD DE 160 PN 10 permet de transiter le débit A0+20 ans.

Le réseau étant en refoulement distribution, le calcul de distribution pour le tronçon commun au refoulement-distribution un diamètre DE225, sauf sur la portion 1a-10c en DE90. Les tronçons 1a-10c et 1a-1b seront en DE160 (687ml).

b. Diamètre des colonnes montantes

Nous avons fixé la vitesse limite dans les colonnes montantes à 1 m/s et choisi la colonne montante en PEHD DE=160 mm pour le forage.

Nous vérifierons avec ce diamètre et le débit d'exploitation si la vitesse restera inférieure à 1m/s.

La formule de calcul de la vitesse est : $V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$

Tableau 3.8: Vérification du choix

Débit (m³/s)	0,014
Diamètre (mm)	160
Vitesse (m/s)	0,70

La condition de vitesse est vérifiée, donc on peut admettre que le diamètre de la colonne montante est de 160 mm

c. La colonne montante du château d'eau

Cette colonne est en acier fonte ductile, nous avons fixé la vitesse limite dans la colonne à 1 m/s. La formule de calcul de diamètre est : $D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}}$ (Éq 3.6)

Tableau 3.9: Détermination du diamètre

Débit (m³/s)	0,014
Diamètre (mm)	160
Vitesse (m/s)	0,70

3.3.2. Dimensionnement des réseaux de distribution (Directives N°35 et N°37)

Le réseau de distribution sera calculé pour distribuer la consommation à l'heure de pointe à l'horizon 2044. Le coefficient de pointe horaire est égal à 2. Le débit de pointe horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{ph} = \frac{(B_{jp} \times 1 + \Delta H) \times C_{ph}}{T_{distr}} \quad (\text{Éq 3.7})$$

Avec :

Q_{ph} , le débit de pointe horaire (m³/h) ;

B_{jp} , le besoin de production du jour de pointe (m³/jour) ;

T_{distr} , le temps de distribution.

Le réseau étant ramifié, il est calculé par la méthode aval-amont avec la concentration des consommations aux nœuds. La consommation d'un nœud est celle de la population desservie par le tronçon.

Le débit transité par ces conduites est donné par la formule :

$$Q_t = Q_{route} + Q_{aval}$$

Avec :

Q_t , le débit global transité par la conduite de distribution (m³/s) ;

Q_{route} , le débit en route du tronçon (m³/s) ;

Q_{aval} , le débit desservi en aval du tronçon (m³/s).

Les vitesses extrêmes varient entre 0,3m/s et 1m/s excepté en bout de réseau où le diamètre minimal est imposé (63mm). La répartition du débit est faite selon la taille de la population à desservir par tronçon.

En se fixant une vitesse, le diamètre théorique de la conduite est donné par la formule suivante :

$$\Delta H = 10,65 \times \frac{Q^{1,85} \times L}{K_{HW}^{1,85} \times D_{int}^{4,87}} \quad (\text{Éq 3.8})$$

Avec :

$\Delta H = 3 \times 10^{-3} = 0,003$; c'est-à-dire 3 m de PdC maxi par km de réseau.

Ainsi d'après cette équation, on a enfin :

$$D_{th} = 0.831 \times Q_t^{0.38} \quad (\text{Éq 3.9})$$

Avec :

D_{th} , le diamètre théorique (m) ;

Q_t , le débit véhiculé par le tronçon (m³/s) ;

V , la vitesse (m/s).

Le diamètre est arrêté suite au calcul des pertes de charges.

En cas de pression de service supérieure à 6 bars, un réducteur de pression sera installé. Les pertes de charges linéaires sont calculées à partir de la formule de Hazen-Williams. Cette formule est donnée par la relation suivante :

$$\Delta H = 10,65 \times \frac{Q^{1,85} \times L}{K_{HW}^{1,85} \times D_{int}^{4,87}} \quad (\text{Éq 3.10})$$

Avec :

K_{HW} , le coefficient de Hazen-Williams (égale à 135 selon la directive N°36) ;

Q , le débit transitant dans la conduite (m³/s)

D_{int} , le diamètre intérieur de la conduite (m)

L , la longueur de la conduite (m).

NB : Les pertes de charges linéaires sont majorées de 15% pour tenir compte des pertes de charges singulières. (Directives N°36)

Une simulation hydraulique a été ensuite faite avec le logiciel **Epanet 2.0**. Cette simulation a permis l'analyse du comportement hydraulique du modèle vis-à-vis des critères de dimensionnement définis ci-dessus.

Le logiciel Epanet est un logiciel de simulation hydraulique qui permet de simuler « en temps réel » le fonctionnement hydraulique du réseau.

Le modèle Epanet est construit à partir d'une représentation schématique des composantes du système : réservoir, station de pompage, équipements (vannes, clapets...), tronçons, nœuds. A tous ces éléments sont associés leurs paramètres descriptifs.

Une fois tous les éléments définis, le logiciel calcule l'état hydraulique du système c'est-à-dire les débits dans chaque tronçon, les pressions à chaque nœud.

3.4. Etude du coup de bélier

L'étude du coup de bélier consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons de conduites et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.

La célérité α des ondes est donnée par la formule d'Allievi :

$$\alpha = \frac{9900}{\sqrt{(48,3 + K \times \frac{D_{int}}{e})}} \quad (\text{Éq 3.11})$$

Avec :

α , la célérité des ondes (m/s)

K , coefficient dépendant de la nature de la conduite ($K=83$ pour le PEHD)

D_{int} , le diamètre intérieur de la conduite (mm)

e , l'épaisseur de la conduite (mm).

- Cas d'une fermeture brusque

Un arrêt brusque est caractérisé par un temps $T \leq \frac{2 \times L}{\alpha}$. Dans ce cas, la valeur du coup de bélier est la plus importante et est donnée par l'expression :

$$b = \frac{\alpha \times V_0}{g} \quad (\text{Éq 3.12})$$

- Cas d'une fermeture lente

Elle est caractérisée par un temps de fermeture $T \geq \frac{2 \times L}{\alpha}$. La valeur du coup de bélier est donnée par l'expression :

$$b = \frac{\alpha \times V_0}{g \times T_f} \quad (\text{Éq 3.13})$$

Avec :

V_0 , la vitesse de l'eau en régime permanent (m/s) ;

b , valeur du coup de bélier (m) ;

L , la longueur de la conduite (m) ;

T_f , le temps de fermeture de la vanne (s).

Ainsi, la valeur de la surpression maximale (respectivement dépression maximale) en mCE dans la conduite est donnée par :

$$\frac{H_s}{H_d} = H_0 \pm b \text{ avec } H_0 = H_d + 10 \text{ (Pression absolue)}. \quad (\text{Éq 3.14})$$

En pratique, par mesure de sécurité, on prévoira un dispositif anti-bélier dès que :

NB : L'étude du coup de bélier est faite en considérant les paramètres de l'échéance 2044.

3.5. Dimensionnement de la pompe immergée (Directive N°21)

La pompe immergée doit fournir le débit d'équipement pour la hauteur manométrique totale (HMT) requise. Le calcul de HMT est donné par la relation suivante :

$$HMT = TP - TN + ND_{max} + \Delta H_r \quad (\text{Éq 3.15})$$

$$HMT = (359,46 + 19,16) - 326,86 + (359,46 + 18,61) + 3,5 = 74,47$$

$$\mathbf{HMT = 74,47\ m}$$

Avec :

HMT , la hauteur manométrique totale (m) ;

TP , la cote trop-plein du réservoir (m) ;

TN , la cote terrain-naturel du forage (m) ;

ND_{max} , le niveau dynamique maximale de l'eau (m) ;

ΔH_r , les pertes de charge sur la conduite de refoulement (m).

La puissance absorbée par la pompe est calculée avec un rendement de 60%, soit :

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times Q_{pompe} \times HMT}{\eta} \quad (\text{Éq 3.16})$$

$$P_{abs} = \frac{9,81 \times \frac{48,5 \times 10^3}{3600} \times 74,47}{0,60} = 16\ 403,57$$

$$P_{abs} = 16\ 403,57\ \text{KW}$$

Avec :

P_{abs} , la puissance absorbée (KW) ;

Q_{pompe} , le débit de la pompe (l/s) ;

HMT , la hauteur manométrique totale (m) ;

η , le rendement global de la pompe (ici 60% selon la Directive N°21).

La pompe est choisie dans le catalogue selon le débit, la puissance et le rendement global.

Nous optons pour une pompe type SP46-11 : Pompe immergée de 6'' en inox AISI d'une puissance de 18,50 KW après consultation du catalogue en annexe.

3.6. Dimensionnement du raccordement SBEE (Directive N°24)

- Calcul de la puissance du transformateur :

La puissance apparente du transformateur est donnée par la formule :

$$P_{apparente} = \frac{P_{pompe}}{\cos \varphi} \quad (\text{Éq 3.17})$$

Avec :

P_{pompe} , la puissance nominale de la pompe immergée ;

$\cos\varphi$, le facteur de puissance de la pompe.

La puissance du transformateur sera définitivement retenue dans le catalogue en prenant en compte les consommations relatives à l'éclairage, au système de chloration et une réserve de 20%.

3.7. Dimensionnement du générateur thermique (*Directive N°25*)

La puissance P_g en KVA du générateur thermique est la puissance absorbée de la pompe immergée multiplier par le coefficient d'appel sur le facteur de puissance de 80%.

Le coefficient d'appel au démarrage diminue en fonction de la puissance. Il est de 2 ou 2,5.

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA STRUCTURE D'UN CHATEAU D'EAU DE 250M3

4.1. Généralité sur les réservoirs

4.1.1. Définition

Un réservoir est un ouvrage d'art qui permet de stocker du liquide lorsque la consommation est inférieure à la production et d'alimenter le système d'adduction ou de distribution pendant les périodes où la consommation devient supérieure à la production.

Les réservoirs peuvent être construits à découverts ou au contraire munis d'une couverture en coupole ou en dalle plate. Ils peuvent être réalisés selon le cas, en maçonnerie ou en acier pour de petites capacités ; mais de nos jours, la plupart des réservoirs sont réalisés en béton armé ou en béton précontraint.

On peut classer les réservoirs par différents critères :

Tableau 4.1: Classification des réservoirs

Critères de classification	Types de réservoirs
Cuve	Circulaires, rectangulaires, forme quelconque
Disposition par rapport au sol	Enterrés, semi enterrés, posés au sol, surélevés
Nature du matériau	Métallique, maçonnerie, béton armé, béton précontraint

Cependant, nous nous intéressons au réservoir surélevé du fait qu'il est un élément important dans un réseau de distribution. Son choix est guidé par la topographie du site c'est à dire lorsque le relief ne présente pas de point assez haut, le concepteur a le choix entre un château d'eau (réservoir surélevé) et un réservoir alimentant un compresseur.

4.1.2. Fonction d'un château d'eau

Les châteaux d'eau, sont des organes de stockage et de régulateur de pression et de débit entre le régime de production et celui de la consommation. Leurs rôles principaux sont d'assurer :

- ❖ Une adduction gravitaire (l'approvisionnement d'eau du réservoir se fera de manière gravitaire grâce à la hauteur suffisante du réservoir pour que tous les abonnés aient de satisfaction).
- ❖ Une adduction par refoulement (régularisé le débit d'eau distribué avec une pression constante et maintenir une sécurité d'approvisionnement de la population).

Le château d'eau assure deux fonctions principales à savoir :

- Fonctions techniques
- Fonctions économiques

a. Fonctions techniques

Les principales fonctions assurées par les réservoirs du point de vue technique peuvent être présentées de la façon suivante :

- ✓ Assurer la régulation du débit ;
- ✓ Assurer une pression constante sur le réseau ;
- ✓ Constituer un élément de sécurité de l'eau ;
- ✓ En tout point de sa structure, équilibrer tous les efforts auxquels il est soumis ;
- ✓ Faciliter une simplification des problèmes d'exploitation ;
- ✓ Servir de repères pour les promeneurs, les pilotes d'avions.

b. Fonctions économiques

On peut citer :

- ✓ Réduction des investissements sur les ouvrages de production ;
- ✓ Réduction des investissements sur le réseau de distribution ;
- ✓ Réduction des dépenses d'énergie.

4.1.3. Différentes parties d'un château d'eau

Un château d'eau est constitué de différentes parties, à savoir : la partie structure, la partie plomberie et la partie électricité. Dans le cadre de notre étude nous nous intéresserons à la partie structure et nous évoquerons la partie plomberie.

Partie structure

Cette partie comprends : le lanterneau, la cheminée, la coupole, la cuve, la dalle de fond, la tour support et le radier. Nous serons attentifs sur la cuve qui est l'élément qui contient le fluide, la tour support et le radier.

Partie plomberie

La partie plomberie comprends : les canalisations intérieures dont leurs diamètres est souvent réduit par rapport à celui des conduites extérieures enterrées, une conduite d'adduction et de distribution et une conduite de trop plein.

4.1.4. Avantages et inconvénients

Avantages

- Une simplicité d'exécution ;
- Une rapidité d'intervention en cas de maintenance ;

- Une intervention extérieure, le réservoir demeurant en eau.

Inconvénients

- Intérêts limités en cas de défaut d'étanchéité non ponctuel ;
- Les produits pouvant nuire à l'aspect du réservoir d'où nécessité éventuelle d'une peinture ou enduit.

4.2. Hypothèses générales

4.2.1. Présentation de l'ouvrage

L'étude structurale d'un château se fait après les études hydrauliques du projet ; d'après les études hydrauliques que nous avons faites, elles nous avaient permis d'avoir les informations sur le volume d'eau et les caractéristiques du château. Ce qui nous permettra de faire le dimensionnement structural de l'ouvrage.

Le présent château d'eau est constitué :

- D'une Tour support composée de 3 segments de voiles en arcs en béton armé disposés à 120° l'un de l'autre et de rayon extérieur 3.15 m. La hauteur de la tour-support est de 15 m au-dessus du TN. Cette tour intègre les conduites d'alimentation, de distribution, de vidange et de trop plein du réservoir, ainsi qu'un escalier Hélicoïdal en béton armé permettant l'accès à une plate-forme supérieure se situant immédiatement sous la cuve.
- D'une cuve de forme tronconique prenant appui sur les 03 segments de voiles sous-jacents. Une cheminée d'accès centrale de 1,5 m de diamètre, équipée d'une échelle à crinoline permettant l'accès à l'intérieur même de la cuve si nécessaire pour des opérations exceptionnelles d'entretien.
- La couverture du réservoir est constituée d'une coupole mince de 12 cm d'épaisseur coulée sur place. Un lanterneau central assure la double fonction de ventilation de la cuve et d'accès à la toiture. Ce lanterneau est équipé de grilles à vantelles avec grillage anti-insecte.

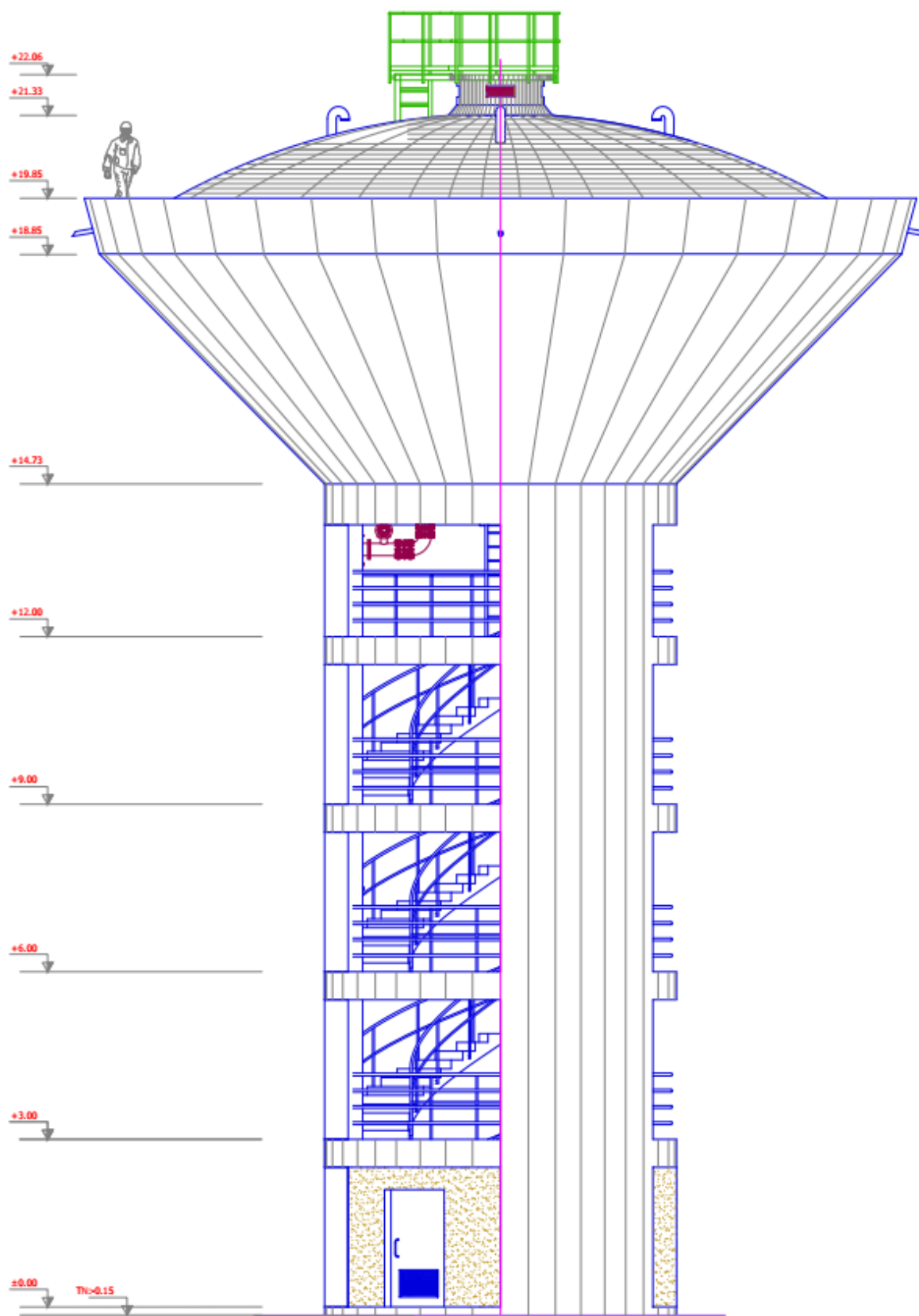


Figure 4.1: Vue en élévation d'un château d'eau

Le dimensionnement commence par la définition des hypothèses de calculs, dans cette partie nous avons tenté de définir les hypothèses qui nous étaient nécessaires dans le dimensionnement de cet ouvrage.

4.2.2. Hypothèses de calcul

L'étude se fera conformément aux règles de calcul suivantes :

Le château d'eau sera justifié selon la méthode des états limites, dites règles BAEL91 dans leur révision 99. Les règlements suivants sont applicables :

- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé, suivant la méthode des états limites, dites règles BAEL91-AFNOR DTU P-18-702 dans leur révision 99.
- ✓ Le fascicule 74 : Construction des réservoirs en béton - Cahier des Clauses Techniques Générales
- ✓ Armatures pour béton armé, barre et fils à haute adhérence. AFNOR Standard NF A 35-016.
- ✓ Fascicule 62, Titre V du CCTG applicable aux marchés publics de travaux du Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports - << Règles techniques de conception et de calcul des fondations et des ouvrages de Génie Civil >>
- ✓ Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes modifiées par les règles NV84, dites règles NV65-AFNOR DTU P-06-002 ainsi que le modificatif n° 2 de décembre 1999
- ✓ Norme française NF P 06-004 relative aux charges permanentes et charges d'exploitation dues aux forces de pesanteur (édition mai 1997).
- ✓ EN 206-1 Béton - Partie 1 : Spécifications, performances, productions et conformités.

4.2.3. Caractéristiques des matériaux

Les matériaux qui composent le béton armé sont le béton et l'acier. On doit définir leurs caractéristiques avant le début de tout dimensionnement d'un ouvrage en béton armé.

a. Bétons

Seulement les ciments CEM I 42.5 qui répondent aux normes EN197-1 et EN 197-2 seront utilisés pour la confection des bétons.

- Classe du château d'eau selon le fascicule 74 du CCTG :

Le château d'eau sera classé dans la Classe A au sens du fascicule 74 : Ouvrage dont l'étanchéité est assurée par la structure elle-même avec incorporation d'hydrofuge de masse.

- **Classes de résistance des bétons :**

- Pour les calculs, on considérera une résistance à la compression $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, même si les bétons qu'il est envisagé de mettre en œuvre ont théoriquement des résistances supérieures.
- Pour les ouvrages en infrastructure (autres que les radiers des cuves), et les éléments des ouvrages hors sols des tours supports des châteaux d'eaux : Béton de la classe C25/30 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Le poids volumique est :

$$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$$

- La résistance caractéristique à la traction est :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \quad (\text{Éq 4.1})$$

- La résistance caractéristique à la compression est :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{Éq 4.2})$$

- La déformation longitudinale est :

$$E_{ij} = 11\,000 \times f_{c28}^{1/3} = 321\,641,951 \text{ MPa} \quad (\text{Éq 4.3})$$

- La déformation transversale est :

$$E_{vj} = 3\,700 \times f_{c28}^{1/3} = 10\,807 \text{ MPa} \quad (\text{Éq 4.4})$$

- **Enrobages :**

- Pour toutes les parois en contact avec l'eau des ouvrages de contenance, les enrobages seront au minimum de 50 mm
- Pour la coupole et autres éléments minces, l'enrobage sera au minimum de 40 mm
- Pour tous les éléments et parois des ouvrages enterrés (radiers, voiles, ...), les enrobages seront de 50 mm
- Pour tous les éléments des ouvrages en superstructure des tours supports (voiles, poteaux et poutres, ceintures, dalles et paillasse d'escaliers, ...), les enrobages seront de 40mm.

- **Fissuration :**

- Fissuration très préjudiciable avec, de surcroît, respect des préconisations du fascicule 74 du CCTG (FTP) : pour toutes les parois en contact avec l'eau des ouvrages de contenance.
- Fissuration très préjudiciable (FTP) : pour la coupole de couverture de la cuve et ceinture de jonction entre jupe de la cuve et coupole.
- Fissuration préjudiciable (FP) : Eléments en superstructure de la tour support du château d'eau (Voiles ceintures, dalles et paillasse d'escaliers)

- Fissuration très préjudiciable (FTP) : Pour tous les éléments et parois des ouvrages enterrées (radiers, voiles, ...).

- Limitations des Contraintes de traction dans le béton

- Conformément aux prescriptions du fascicule 74, la contrainte du béton tendu des parois en contact avec le liquide et les ceintures sera limitée aux valeurs suivantes :

$$\bar{\sigma}_{bt} = 1,10f_{t28} = 2,31 \text{ MPa en traction pure ;} \quad (\text{Éq 4.5})$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = 1,10f_{t28} = 3,85 \text{ MPa en flexion simple.} \quad (\text{Éq 4.6})$$

- Récapitulatifs des caractéristiques des Bétons Utilisés

Tableau 4.1: Caractéristiques des bétons

	Dosage	Classe de résistance	Fc28 (Mpa)	Ft28 (Mpa)	Fbc (Mpa)	Enrobage (mm)
Radier	350	C25/30	25	2.1	15	50
Tour	350	C25/30	25	2.1	15	40
Cuve	400	C25/30	25	2.1	15	50
Toiture	400	C25/30	25	2.1	15	40

b. Acier pour béton

Pour ce type d'ouvrages, on prévoit des aciers à hautes adhérences à nuance Fe500

- ✓ La limite d'élasticité garantie : $f_e = 500 \text{ MPa}$;
- ✓ Le module d'élasticité : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$;
- ✓ Le coefficient de sécurité des aciers : $\gamma_s = 1,15$;
- ✓ Le coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$ car barres HA et $> 6\text{mm}$

La contrainte à L'ELS selon le BAEL :

$$\sigma_{st} = 0,8 \times \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \quad (\text{Éq 4.7})$$

La contrainte admissible de l'acier tendu en fonction du diamètre des aciers selon le fascicule 74 :

$$\sigma_{st} = \alpha \times \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} + \beta \times \eta \quad (\text{Éq 4.8})$$

Avec :

$\alpha = 240$; $\eta = 1,6$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\beta = 30$ (Ouvrage en contact permanent avec de l'eau ou en atmosphère saturé).

$$\sigma_{st} = 240 \times \sqrt{\frac{1,6 \times 2,1}{\phi}} + 30 \times 1,6 \quad (\text{Éq 4.9})$$

$$\sigma_{st} = 240 \times \sqrt{\frac{3,36}{\phi}} + 48 \quad (\text{Éq 4.10})$$

Tableau 4.2: Contrainte admissible de l'acier tendu en fonction du diamètre des aciers

Ø (mm)	HA6	HA8	HA10	HA12	HA14	HA16	HA20	HA25	HA32	HA42
σ_{st} (Mpa)	228	204	187	175	166	158	146	136	126	118

c. Limitations des Contraintes dans les aciers pour la maîtrise de la fissuration

- **Fissuration Préjudiciable :**

$$\overline{\sigma_s} = 110\sqrt{\eta f_{t28}} = 202 \text{ MPa} \quad (\text{Éq 4.11})$$

- **Fissuration Très Préjudiciable pour autres éléments que les ouvrages de contenance :**

$$\overline{\sigma_s} = 0,8 \times 110\sqrt{\eta f_{t28}} = 161 \text{ MPa} \quad (\text{Éq 4.12})$$

- **Fissuration Très Préjudiciable pour les parois en contact avec l'eau des ouvrages de contenance :**

Application, en surcroît, des préconisations du fascicule 74 du CCTG, avec a = 240 et b = 30

$$\sigma_s = \min\{0,8(110\sqrt{h f_{t28}}) \mid a\sqrt{h f_{tj}}\overline{\sigma} + bh\} \quad (\text{Éq 4.13})$$

Tableau 4.3: Contrainte dans les aciers pour la maîtrise de la fissuration

Ø (mm)	Fascicule 74	BAEL 99	Contrainte retenue (en MPa)
	$\sigma_s = 320 \times \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} + 30 \times \eta$ (MPa)	$\sigma_s = 0,8 \times 110 \sqrt{\mu f_{tj}}$ (MPa)	
10	185	161	161
12	169	161	161
14	157	161	157
16	147	161	147
20	131	161	131
25	117	161	117

4.2.4. Ferrailage minimum

- **En traction simple :** Condition de non fragilité

$$A_{smin} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Éq 4.14})$$

Avec B la section du béton

- **En compression simple :**

$$A_{min} = \max\left(4U, \frac{2B}{1000}\right) \text{ cm}^2 \quad (\text{Éq 4.15})$$

Avec :

U le périmètre de la section du béton exprimé en "m".

$$4U(\text{cm}^2) = 4(\text{cm}^2/\text{m}) \cdot U(\text{m}) [(4 \text{ cm}^2) \text{ d'acier par mètre de pourtour}]$$

➤ **En flexion simple** : Poutre et élément fléchis

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Éq 4.16})$$

Avec :

b_0 , largeur de la section du béton en cm,

d , distance entre le centre de gravité des aciers tendus et la fibre du béton la plus comprimée

➤ **En flexion composée** :

○ N compression :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left(\frac{e-0,45d}{e-0,185d} \right) \quad (\text{Éq 4.17})$$

○ N en traction :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left(\frac{e+0,45d}{e+0,185d} \right) \quad (\text{Éq 4.18})$$

Avec :

e , l'excentricité maximale.

On doit vérifier que $A_s \geq A_{\min}$

A_s , la section d'acier déterminée

4.2.5. Considérations géotechniques

Une campagne de sondages géotechniques a été réalisée sur le site du projet par la Société d'Ingénierie des Matériaux et de Géotechnique (SIMG) au mois de Juillet 2023 comprenant 04 essais au pénétromètre dynamique jusqu'au refus et 01 sondage carotté descendu à une profondeur de 5 m. Les conclusions tirées de cette campagne géotechnique recommandent de retenir une contrainte admissible du sol de 1.80 bars à une profondeur d'ancrage de 2.5 m sous TN avec un tassement prévisible de 1.00 cm.

4.3. Chargements et combinaisons de calcul

4.3.1. Chargements

Charges permanentes

- Poids propres de l'ouvrage avec poids volumique des bétons armés : 25 kN/m³ et 24 kN/m³ pour les bétons non armés
- Charges additionnelles de second œuvre :
Chape de ravaillage : 0.2 kN/m²/cm d'épaisseur

Mur en parpaings : 10 kN/ml

- Complexe d'étanchéité sur toiture : 0.5 kN/m²
- Poids propre des équipements : Selon spécification des fabricants
- Le poids due aux remblais : 22 kN/m³

Charges d'exploitation

- Poids et pression de l'eau contenue dans la cuve jusqu'au niveau du plus hautes eaux (PHE), avec un poids volumique de 10 kN/m³ :

Poids total de l'eau en : 2500 kN

- Charges d'entretien de la toiture : coupole de couverture : 1.5 kN/m²
- Charge d'exploitation du plancher : 2.5 kN/m²

Charges de vent

- Zone 2 avec pression dynamique de base à : 60 daN/m²
- Site exposé avec coefficient du site : K_s=1.2

Effet climatique

Il est évident que la température et le retrait agissent sur un réservoir comme sur toute autre construction, surtout si le réservoir est surélevé. On n'en tient habituellement pas compte l'expérience montrant que cela n'a pas donné lieu à des désordres. Notons par ailleurs, que le retrait thermo-hygrométrique est rare. Quand elle est pleine, il n'y a pas retrait, mais au contraire réduit les contraintes de traction dans le béton, c'est un élément favorable.

4.3.2. Combinaisons de calcul

a. Combinaison de calcul à l'ELU :

- Situation durable ou transitoire : (SDT)

Ce sont des situations où sont appliquées seulement les actions permanentes et les actions variables, elles sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum_{i=1}^n 1,3\Psi_{oi}Q_i \quad (\text{Éq 4.19})$$

- Situation accidentelle : (SA)

Ce sont les actions accidentelles (séisme, choc...etc) qui viennent s'ajouter aux actions permanentes et les actions variables. Elles sont données par les combinaisons suivantes :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum_{i=1}^n \Psi_{2i} Q_i \quad (\text{Éq 4.20})$$

b. Combinaison de calcul à l'ELS :

Dans le cas général, la combinaison d'actions est donnée par :

$$G_{max} + G_{min} + Q1 + \sum_{i=1}^n \Psi_{oi} Qi \quad (\text{Éq 4.21})$$

Avec :

F_A , Valeur nominale de l'action accidentelle (action de base),

G_{max} , l'ensemble des actions permanentes déformables,

G_{min} , l'ensemble des actions permanente favorables,

$Q1$, action variable de base,

Qi , action variable d'accompagnement,

Ψ_{11} , coefficient de valeur fréquente d'une action variable,

Ψ_{2i} , coefficient de valeur quasi-permanente d'une action variable,

Ψ_{oi} , coefficient de pondération dépend de $Q1$ et Qi ,

Ψ_{11} , Ψ_{2i} , Ψ_{oi} : définis dans l'annexe de BAEL 91,

γ_{Q1} , coefficient de l'action de base

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{Dans le cas générale} \\ 1.35 & \text{Dans le cas de la température} \\ 1.20 & \text{Dans le cas du vent} \end{cases}$$

4.4. Descente de charges des éléments du château d'eau

4.4.1. Prédimensionnement des éléments du château d'eau

Le château d'eau a une cuve de forme tronconique et est constitué des éléments suivants :

Les dimensions générales d'un château d'eau : (Traité du béton armé (tome6))

- **Diamètre moyen de la cuve D_{moy}**

$$D_{moy} = 1,405 \times \sqrt[3]{V} = 1,405 \times \sqrt[3]{250} \quad (\text{Éq 4.22})$$

$$D_{moy} = 8,85 \text{ m}$$

- **La hauteur utile de l'eau H_u**

$$H_u = 0,460 \times D_{moy} = 0,460 \times 8,85 \quad (\text{Éq 4.23})$$

$$H_u = 4,07 \text{ m}$$

- **La hauteur libre H_o**

$$H_o = 0,10 \times D_{moy} = 0,10 \times 8,85 \quad (\text{Éq 4.24})$$

$$H_o = 0,885 \text{ m. Aux vues des dispositifs d'évacuation du trop-plein nous prenons } H_o = 0,50 \text{ m}$$

- **La hauteur maximale de l'eau dans la cuve H**

$$H = H_u + H_o = 4,07 + 0,50 \quad (\text{Éq 4.25})$$

$$H = 4,57 \text{ m}$$

Pour des raisons de sécurité nous allons placer la conduite d'évacuation du trop-plein à une hauteur de 3,71m afin d'éviter que la passerelle ne soit submergée.

○ **Diamètre intérieur D_i et supérieur D_s de la cuve**

L'angle d'inclinaison de sa paroi par rapport à l'horizontale est pris : $\alpha = 45^\circ$

$$D_{moy} = \frac{D_i + D_s}{2} \text{ avec } D_s = D_i + 2l \quad (\text{Éq 4.26})$$

$$\tan \alpha = \frac{l}{h} \Rightarrow l = \tan \alpha \times h = \tan 45^\circ \times 3,71 = 3,71 \text{ m}$$

$$D_{moy} = \frac{D_i + D_i + 2l}{2} \Rightarrow D_{moy} = D_i + l \quad (\text{Éq 4.27})$$

$$D_i = D_{moy} - l = 8,85 - 3,61 = 5,14 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.28})$$

Prenons $D_i = 5,80 \text{ m}$ pour la suite

$$D_s = D_i + 2l = 5,80 + 2 \times 3,71 = 13,22 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.29})$$

Prenons $D_s = 13,36 \text{ m}$ pour la suite

○ **Epaisseur de la paroi tronconique de la cuve e**

$$h \times \frac{D_s}{4} \leq e \leq 0,207 \times D_s^2$$

$$4,57 \times \frac{13,36}{4} \leq e \leq 0,207 \times 13,36^2$$

$$15,26 \text{ cm} \leq e \leq 36,94 \text{ cm}$$

L'épaisseur maximale de la paroi de la cuve en haut e_1

$$e_1 \geq h \times \frac{D_s}{4} = 4,57 \times \frac{13,36}{4} = 15,26 \text{ cm} \quad (\text{Éq 4.30})$$

Prenons $e_1 = 0,25 \text{ m}$

L'épaisseur maximale de la paroi de la cuve à la base e_2

$$e_2 \geq 0,207 \times D_s^2 = 0,207 \times 13,36^2 = 36,94 \text{ cm} \quad (\text{Éq 4.31})$$

Prenons $e_2 = 0,37 \text{ m}$

○ **Epaisseur de la coupole de couverture e_{cc}**

$$e_{cc} = 0,112 D_s = 0,112 \times 13,68 = 1,53 \text{ cm} \quad (\text{Éq 4.32})$$

D'après le Fascicule 74 portant sur la construction des réservoirs en béton, l'épaisseur minimale à adopter pour une coupole de couverture est de 8cm. Pour des raisons de dispositions constructive nous prendrons $e_{cc} = 0,12 \text{ m}$

○ **La flèche de la coupole f_c**

$$f_c \geq \frac{D_s}{10} = \frac{13,68}{10} = 1,37 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.33})$$

Prenons $f_c = 1,39 \text{ m}$

- **Le rayon de courbure de la coupole R_c**

$$R_c = \frac{f_c^2 + R_s^2}{2f_c} = \frac{1,39^2 + 6,84^2}{2 \times 1,39} \quad (\text{Éq 4.34})$$

$R_c = 17,52 \text{ m}$

- **Epaisseur de la dalle de fond de cuve e_{df}**

$$e_{df} \geq \frac{D_i}{20} = \frac{5,80}{20} = 0,29 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.35})$$

En raison du contact de la paroi avec l'eau et de la surcharge que représente cette dernière nous prenons $e_{df} = 0,50 \text{ m}$

- **La ceinture supérieure**

D'après le Glulam handbook, vol 2,

$$H_{cs} \geq \frac{D_s}{20} \Rightarrow H_{cs} \geq \frac{13,68}{20} = 0,68 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.36})$$

Prenons $H_{cs} = 0,70 \text{ m}$

$$0,30H_{cs} \leq B_{cs} \leq 0,70H_{cs} \quad (\text{Éq 4.37})$$

$$0,30 \times 0,70 \leq B_{cs} \leq 0,70 \times 0,70$$

$$0,21 \text{ m} \leq B_{cs} \leq 0,49 \text{ m}$$

Prenons $B_{cs} = 0,37 \text{ m}$ pour des raisons d'homogénéité et d'esthétique vu que l'épaisseur supérieur de la cuve est $e_1 = 0,37 \text{ m}$

- **La ceinture inférieure**

$$H_{ci} \geq \frac{D_i}{20} \Rightarrow H_{ci} \geq \frac{5,80}{20} = 0,29 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.38})$$

$$H_{ci} \geq 0,29 \text{ m}$$

$$0,30H_{ci} \leq B_{ci} \leq 0,70H_{ci} \quad (\text{Éq 4.37})$$

$$0,30 \times 0,29 \leq B_{cs} \leq 0,70 \times 0,29$$

$$0,09 \text{ m} \leq B_{cs} \leq 0,20 \text{ m}$$

Compte tenu de l'importance des charges reprises par la ceinture inférieure, nous allons retenir une section de **(50×100) cm²**.

- **Epaisseur des voiles colonnes e_{vc}**

$$e_{vc} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ \frac{H_c}{25} \end{array} \right. \text{ avec } H_c \text{ étant la hauteur de la colonne à partir du TN} \quad (\text{Éq 4.39})$$

$$e_{vc} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ \frac{14 \text{ m}}{25} \end{array} \right. \Rightarrow e_{vc} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 15 \text{ cm} \\ 0,56 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_{vc} \geq 15 \text{ cm} \quad (\text{Éq 4.40})$$

Prenons $e_{vc} = 0,30m$

- Diamètre du fut : $D_{int} = 2,85\text{ m}$; $D_{ext} = 3,15m$
- Diamètre de la cheminée : $D_{int} = 1,50\text{ m}$; $D_{ext} = 2,00\text{ m}$
- Epaisseur de la paroi de la cheminée : $0,25\text{ m}$
- Hauteur de la tour support : $14,00\text{ m}$ à partir du terrain naturel

4.4.2. Capacité de la cuve

Tableau 4.4: Calcul du volume utile de la cuve

Partie d'ouvrages	Formules	Volume (m ³)
Cuve $h_{eau} = 3,60\text{ m}$ $R_1 = 6,68\text{ m}$ $R_2 = 2,90\text{ m}$	$V_1 = \frac{1}{3} \pi h (R_1^2 + R_2^2 + R_1 \times R_2)$	$V_1 = 272,95$
Cheminée $H = 3,96\text{ m}$ $R = 1,00\text{ m}$	$V_2 = \pi \times R^2 \times H$	$V_2 = 12,44$
Volume d'eau utile	$V_{eau} = V_1 - V_2$	260,51

4.4.3. Action permanentes

a. Le lanterneau

Le lanterneau est composé d'une dalle supportée par un voile cylindrique droit. La dalle supporte son poids propre et le poids de l'étanchéité. Le voile cylindrique supporte le poids de la dalle, son poids propre plus l'étanchéité intérieur et extérieur.

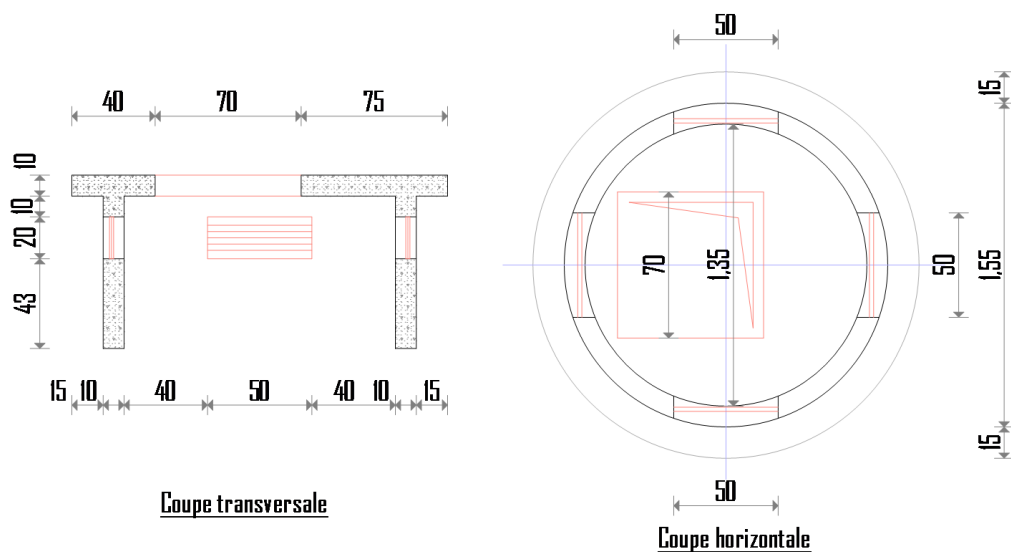


Figure 4.2: Dimensions du lanterneau

Tableau 4.5: Calcul du poids du lanterneau

Elément	Formule	Poids (kN)
Etanchéité sur la dalle circulaire e=0,03 m, R=0,925 m Reservation R _{es} =L x l=0,70m x 0,70m $\gamma_{\text{etanchéité}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$	$P_1 = (\pi R^2 - L \times l) \times \gamma_{\text{etanchéité}}$	1,10
Dalle circulaire au-dessus du voile e=0,10 m, R=0,925 m Reservation R _{es} =L x l=0,70m x 0,70m $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_2 = (\pi R^2 - L \times l) \times e \times \gamma$	5,495
Tableau 4.5 suite et fin		
Elément	Formule	Poids (kN)
Voile cylindrique H=0,73 m, R _{int} =0,45 m, R _{ext} = 0,55 m Reservation R _{es} = (0,50m x 0,20m x 0,10m) x 4 $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_3 = \pi(R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2)h - R_{\text{es}} \times \gamma_{\text{béton}}$	4,733
Total	P= P₁+ P₂+ P₃	11,328

b. La coupole de couverture

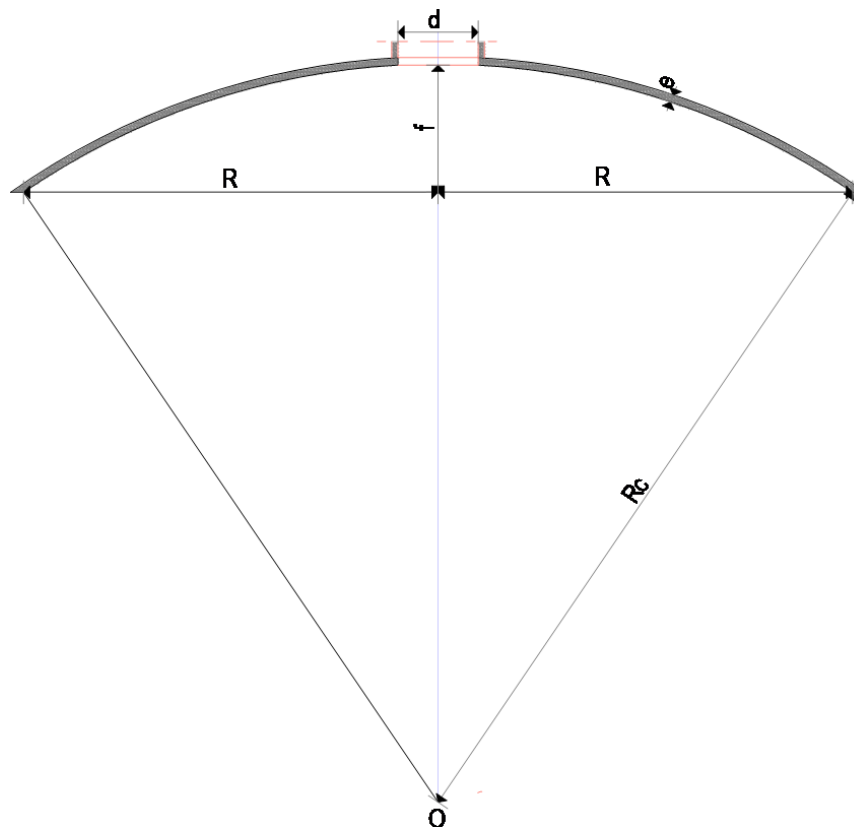


Figure 4.3: Dimensions de la coupole

Avec :

- $d=1,35 \text{ m}$

Tableau 4.6: Calcul du poids de la coupole

Elément	Formule	Poids (kN)
Etanchéité Rc=16,84 m, f=1,39 m Réservation d=1,35 m et r=0,675 m $\gamma_{\text{etanchéité}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$	$P_1 = (2\pi R_c \times f - \pi r^2) \times \gamma_{\text{etanchéité}}$	72,821
La coupole Rc=16,84 m, f=1,39 m, e=0,12 m Réservation d=1,35 m et r=0,675 m $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_2 = (2\pi R_c \times f - \pi r^2) \times e \times \gamma_{\text{béton}}$	436,929
Total	P= P₁+ P₂	509,750

c. Acrotère

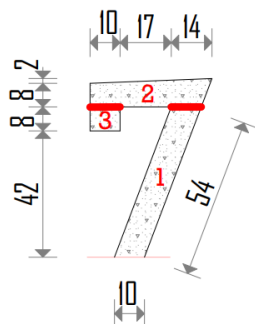


Figure 4.4: Coupe transversale de l'acrotère

Tableau 4.7: Calcul du poids de l'acrotère

Elément	Formule	Poids (kN)
1 b=0,10 m; h=0,54 m; $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_1 = b \times h \times D \times \pi \times \gamma_{\text{béton}}$	60,224
2 B=0,10 m ; b=0,08 m ; h=0,41m, D=14,20 m $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_2 = \frac{B+b}{2} \times h \times D \times \pi \times \gamma_{\text{béton}}$	41,153
3 b=0,10 m ; h=0,08 m ; D=14,20 m, $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_3 = b \times h \times D \times \pi \times \gamma_{\text{béton}}$	8,922
Total	P= P₁+ P₂+ P₃	110,297

d. Ceinture supérieure haute

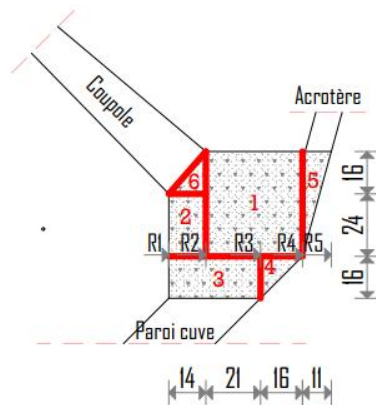


Figure 4.5: Coupe transversale de la ceinture supérieure

Tableau 4.8: Calcul du poids de la ceinture supérieure

Elément	Formule	Poids (kN)
1 $R_4=7,19 \text{ m}; R_2=6,82 \text{ m}; h=0,35 \text{ m}$ $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_1 = \pi(R_4^2 - R_2^2)h \times \gamma_{\text{béton}}$	142,494
2 $R_2=6,82 \text{ m}; R_1=6,68 \text{ m}; h=0,24 \text{ m}$	$P_2 = \pi(R_2^2 - R_1^2)h \times \gamma_{\text{béton}}$	35,626
3 $R_3=7,03 \text{ m}; R_1=6,68 \text{ m};$ $h=0,16 \text{ m}$	$P_3 = \pi(R_3^2 - R_1^2)h \times \gamma_{\text{béton}}$	60,299
4 $R_4=7,19 \text{ m}; R_3=7,03 \text{ m};$ $h=0,16 \text{ m}$	$P_4 = \frac{\pi(R_4^2 - R_3^2)h}{2} \times \gamma_{\text{béton}}$	16,976
5 $R_5=7,30 \text{ m}; R_4=7,19 \text{ m};$ $h=0,35 \text{ m}$	$P_5 = \frac{\pi(R_5^2 - R_4^2)h}{2} \times \gamma_{\text{béton}}$	21,907
6 $R_2=6,82 \text{ m}; R_1=6,68 \text{ m}; h=0,16 \text{ m}$	$P_6 = \frac{\pi(R_2^2 - R_1^2)h}{2} \times \gamma_{\text{béton}}$	11,875
Etanchéité $R_4=7,19 \text{ m}; R_2=6,82 \text{ m};$ $\gamma_{\text{étanchéité}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$	$P_7 = \pi(R_4^2 - R_2^2) \times \gamma_{\text{étanchéité}}$	8,142
Total	$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7$	297,319

e. Voile inclinée de la cuve

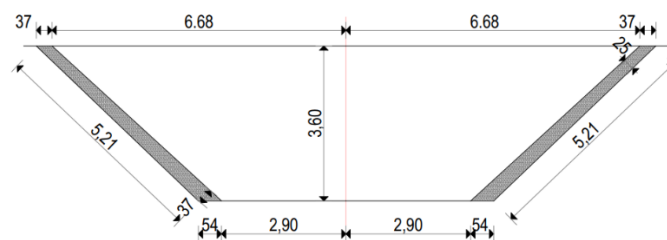


Figure 4.6: Coupe transversale de la tulipe

Tableau 4.9: Calcul du poids de la voile inclinée

Elément	Formule	Poids (kN)
Tronc de cône plein h = 3,60 m R ₁ =7,05 m R ₂ = 3,44 m	$P_1 = \frac{1}{3} \pi h (R_1^2 + R_2^2 + R_1 R_2) \gamma_{\text{béton}}$	8085,350
Tronc de cône vide h = 3,60 m , R ₃ =6,68 m, R ₄ = 2,90 m	$P_2 = \frac{1}{3} \pi h (R_3^2 + R_4^2 + R_3 R_4) \gamma_{\text{béton}}$	6823,949
Etanchéité intérieure $\alpha = 45^\circ$, $\gamma_{\text{étanchéité}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$	$P_{\text{et}} = \frac{\pi(R_1^2 - R_2^2)}{\sin \alpha} \times \gamma_{\text{étanchéité}}$	80,444
Total	P=P₁-P₂+P_{et}	1341,845

f. La cheminée

La cheminée est conçue de manière à permettre l'entrée et la sortie de la cuve en toute sécurité. Le diamètre libre minimal exigé par la norme EN 547 est de 0,6m. Pour offrir un confort et une aisance dans la circulation, nous prendrons comme diamètre intérieur de la cheminée **Dic =1,50m**

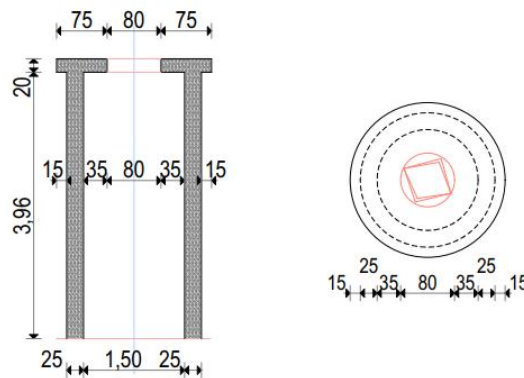


Figure 4.7: Dimensions de la cheminée

Tableau 4.10: Calcul du poids de la cheminée

Elément	Formule	Poids (kN)
Dalle circulaire au-dessus du voile e=0,20 m, R=1,15 m Reservation r=0,40m; $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_1 = \pi(R^2 - r^2) \times e \times \gamma_{\text{béton}}$	18,261
Voile cylindrique h=3,96 m, R _{int} =0,75 m, R _{ext} =1,00 m $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_2 = \pi(R_{\text{ext}}^2 - R_{\text{int}}^2)h \times \gamma_{\text{béton}}$	136,070
Etanchéité R _{ext} =1,00 m, h= 3,96 m $\gamma_{\text{étanchéité}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$	$P_3 = 2\pi R_{\text{ext}} \times h \times \gamma_{\text{étanchéité}}$	12,434
Total	P= P₁+ P₂+P₃	166,765

g. Dalle de fond

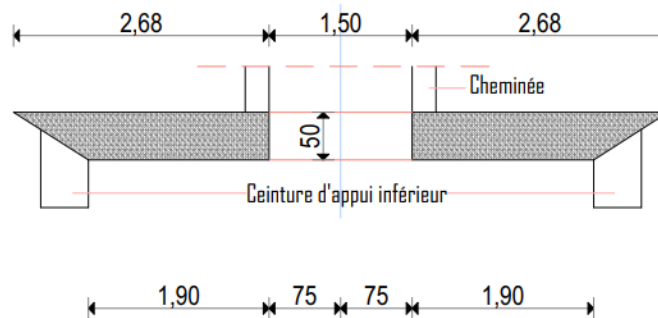


Figure 4.8: Dimensions de la dalle de fond

Tableau 4.11: Calcul du poids de la dalle de fond

Elément	Formule	Poids (kN)
Tronc de cône plein $h = 0,50 \text{ m}$, $R=3,43 \text{ m}$, $r=2,65 \text{ m}$ $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_1 = \frac{1}{3} \pi h (R^2 + r^2 + R \times r) \times \gamma_{\text{béton}}$	364,908
Réservation cheminée $h=0,50 \text{ m}$, $R=0,75 \text{ m}$ $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_2 = \pi R^2 h \times \gamma_{\text{béton}}$	22,089
Etanchéité $R_1=3,43 \text{ m}$, $R_2=0,75 \text{ m}$ $\gamma_{\text{étanchéité}} = 0,5 \text{ kN/m}^2$	$P_{\text{et}} = \pi (R_1^2 - R_2^2) \times \gamma_{\text{étanchéité}}$	17,643
Total	$P = P_1 - P_2 + P_{\text{et}}$	360,462

h. Ceinture d'appui inférieure

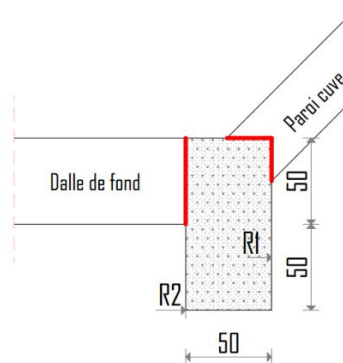


Figure 4.9: Dimensions de la ceinture inférieure

Tableau 4.12: Calcul du poids de la ceinture inférieure

Elément	Formule	Poids (kN)
Tube cylindrique $h = 1,00 \text{ m}$, $R_1=3,15 \text{ m}$, $R_2=2,65 \text{ m}$ $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ kN/m}^3$	$P_1 = \pi (R_1^2 - R_2^2) h \times \gamma_{\text{béton}}$	227,765
Total	$P = P_1$	227,765

i. Fût 5 (Plancher intermédiaire + voile)

Tableau 4.13: Calcul du poids du fût 5

Elément	Formule	Poids (kN)
Segment de voile h = 2,00 m , R ₁ =3,15 m, R ₂ = 2,85 m α = 60° , γ_{béton} = 25 kN/m³	$P_1 = \pi(R_1^2 - R_2^2)h \times \frac{\alpha}{360} \times 3 \times \gamma_{b\acute{e}ton}$	141,375
Plancher intermédiaire h = 0,20 m , R=2,85 m, α = 244°	$P_2 = \pi R^2 h \times \frac{\alpha}{360} \times \gamma_{b\acute{e}ton}$	86,484
Total	P= P₁+P₂	227,859

j. Fût 4,3,2,1 (voile + palier + escalier)

Tableau 4.14: Calcul du poids du fût 4,3,2,1

Elément	Formule	Poids (kN)
Segment de voile h = 2,50 m , R ₁ =3,15m, R ₂ = 2,85 m α = 60° γ_{béton} = 25 kN/m³	$P_1 = \pi(R_1^2 - R_2^2)h \times \frac{\alpha}{360} \times 3 \times \gamma_{b\acute{e}ton}$	176,713
Raidisseur (Entretoise) h = 0,50 m , R ₁ =3,15 m, R ₂ = 2,85 m α = 60°	$P_2 = \pi(R_1^2 - R_2^2)h \times \gamma_{b\acute{e}ton}$	70,686
Palier de repos h = 0,20 m , R=2,85 m, α = 213° ,	$P_3 = \pi R^2 h \times \frac{\alpha}{360} \times \gamma_{b\acute{e}ton}$	75,497
Escalier B=0,30 m ; b=0,15 m ; L= 1,20 m ; n=18	$P_4 = \frac{B + b}{2} \times L \times n$	121,500
Total	P= (P₁+P₂+P₃+P₄) x 4	1777,583

k. Fût enterré (Départ de voile et dalle pleine)

Tableau 4.15: Calcul du poids du fût de la cave

Elément	Formule	Poids (kN)
Segment de voile h = 2,50 m , R ₁ =3,15 m, R ₂ = 2,85 m	$P_1 = \pi(R_1^2 - R_2^2)h \times \gamma_{b\acute{e}ton}$	353,425
Dalle de repos h = 0,20 m , R=2,85 m	$P_2 = \pi R^2 h \times \gamma_{b\acute{e}ton}$	86,484
Total	P= P₁+P₂	439,909

Tableau 4.16: Récapitulatif des actions permanentes

Poids propre	Poids en kN
Lanterneau	11,328
Coupole de couverture	509,750
Acrotère	110,297
Ceinture supérieure	297,319
Voile inclinée	1341,845

Cheminée	166,765
Dalle de fond	360,462
Tableau 4.17 : Récapitulatifs des actions permanentes suite et fin	
Poids propre	Poids en kN
Cuve	2797,766
Ceinture inférieure	227,765
Fût 5	227,859
Fût 1 à 4	1777,583
Fût enterré	439,909
Tour support	2531,725
Total poids propre au-dessus du radier	5329,491
Chape de ravaillage	120
Equipements (Conduites + Echelles)	50
Total poids des seconds œuvres	170

4.5. ETUDE AU VENT

4.5.1. Introduction

La vérification des conditions de résistance et de stabilité d'une construction sous l'action des charges climatiques doit être faite obligatoirement dans les deux hypothèses suivantes :

- ✓ sous l'action des charges normales,
- ✓ sous l'action des charges extrêmes.

L'action du vent sur notre ouvrage dépend principalement :

- ✓ du site,
- ✓ de l'élancement de la structure,
- ✓ de la période d'oscillation,
- ✓ des dimensions de la structure.

Cette étude sera conduite selon le règlement NEIGE ET VENT 'NV-65' en considérant deux actions de vent :

- ✓ Action d'ensemble du vent,
- ✓ Action locale

4.5.2. Période d'oscillation du château d'eau

Pour le calcul de la période de vibration, nous allons assimiler l'ouvrage à une masse concentrée (Cuve) reposant sur un support de masse non négligeable (Tour) grâce à la formule :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P' \times H^3}{3EIg}} \quad (\text{Eq 4.41})$$

Avec :

$$P' = P + \frac{33}{140} P_1 H \quad (\text{Éq 4.42})$$

P : Poids de la masse concentrée de la cuve (kN).

P₁ : Poids de support (fût) par unité de longueur (kN/ml).

I : Moment d'inertie de la section transversale de support (m⁴).

E : Module de déformation du béton en (t/m²).

H : Hauteur du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement.

g : l'accélération de la pesanteur= 9,81m/s²

Discrétisation de calcul

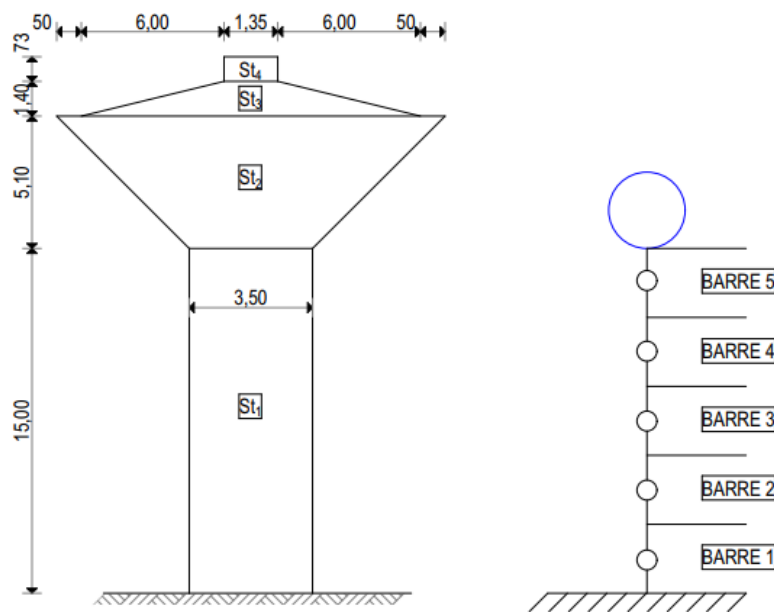


Figure 4.10: Discretisation du château d'eau

a. Calcul de P₁

D'après la descente des charges :

Le poids de la tour support est : **2531,725 kN** on a :

$$P_{T/ml} = \frac{P_{Ts}}{\pi \times D_{ext}} = \frac{2531,725}{\pi \times 6,30} \quad (\text{Éq 4.43})$$

$$P_{T/ml} = 127,916 \text{ kN/ml}$$

Poids unitaire de la tour (kN/ml) : **127,916 kN/ml**

b. Calcul du moment d'inertie de la section transversale du support I

$$I = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi(D_{ext}^4 - D_{int}^4)}{64} \right) \quad (\text{Éq 4.44})$$

Avec : D_{ext}=6,30 m et D_{int}=5,70 m

$$I = \frac{\pi(6,30^4 - 5,70^4)}{128}$$

$$I = 12,755 \text{ m}^4$$

c. Calcul du module de déformation longitudinale E_{ij}

$$E_{ij} = 11\,000 \times f_{c28}^{1/3}$$

Avec : $f_{c28}=25\text{MPa}$ on a :

$$E_{ij} = 32\,164,1951 \text{ MPa}$$

d. Calcul du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement

Le tableau ci-après présente les valeurs P_i et H_i

Avec :

P_i le poids de l'ouvrage élémentaire considéré,

H_i le centre de gravité de l'ouvrage élémentaire considéré par rapport au niveau du sol.

- Dalle du lanterneau

$$H_i = \frac{v}{2} + h = \frac{0,10}{2} + (0,68 + 1,30 + 5,10 + 15) = 22,01 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.45})$$

- Voile cylindrique du lanterneau

$$H_i = \frac{v}{2} + h = \frac{0,73}{2} + (1,40 + 5,10 + 15) = 21,865 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.46})$$

- Acrotère

$$H_i = \frac{3}{2} \times h \times \left[\frac{R_2^2/2 + R_1^2/6 + R_1 \times R_2/3}{R_2^2 + R_1^2 + R_1 \times R_2} \right] \quad (\text{Éq 4.47})$$

$$H_i = \frac{3}{2} \times 0,58 \times \left[\frac{7,1^2/2 + 6,95^2/6 + 6,95 \times 7,1/3}{7,1^2 + 6,95^2 + 6,95 \times 7,1} \right] = 0,250 \text{ m}$$

$$H_i = 0,250 + 5,1 + 15 = 20,350 \text{ m}$$

- Coupole

$$H_i = \frac{v}{2} + h = \frac{1,40}{2} + (5,10 + 15) = 20,800 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.48})$$

- Ceinture supérieure

$$H_i = \frac{v}{2} + h = \frac{0,56}{2} + (4,54 + 15) = 19,820 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.49})$$

- Voile inclinée de la cuve

$$H_i = \frac{3}{2} \times h \times \left[\frac{R_2^2/2 + R_1^2/6 + R_1 \times R_2/3}{R_2^2 + R_1^2 + R_1 \times R_2} \right] \quad (\text{Éq 4.50})$$

$$H_i = \frac{3}{2} \times 3,60 \times \left[\frac{7,05^2/2 + 3,44^2/6 + 3,44 \times 7,05/3}{7,05^2 + 3,44^2 + 3,44 \times 7,05} \right] = 2,053 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.51})$$

$$H_i = 2,053 + 15 = 17,053 \text{ m}$$

- Cheminée

$$H_i = \frac{v}{2} + h = \frac{3,96}{2} + 15 = 16,980 \text{ m}$$

- Dalle de fond de la cuve

$$H_i = \frac{v}{2} + h = \frac{0,50}{2} + 14,50 = 14,750 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.52})$$

- Ceinture inférieure

$$H_i = \frac{v}{2} + h = \frac{0,50}{2} + 14 = 14,250 \text{ m} \quad (\text{Éq 4.53})$$

- Eau

$$H_i = \frac{3}{2} \times h \times \left[\frac{R_2^2/2 + R_1^2/6 + R_1 \times R_2/3}{R_2^2 + R_1^2 + R_1 \times R_2} \right] \quad (\text{Éq 4.54})$$

$$H_i = \frac{3}{2} \times 0,58 \times \left[\frac{6,98^2/2 + 2,90^2/6 + 2,90 \times 6,98/3}{6,98^2 + 2,90^2 + 2,90 \times 6,98} \right] = 2,163 \text{ m}$$

$$H_i = 2,163 + 15 = 17,163 \text{ m}$$

Tableau 4.17: Récapitulatif des valeurs de centre de gravité

N°	Désignation de l'élément	P _i (kN)	H _i (m)	P _i H _i (kN.m)
1	Dalle du lanterneau	5,495	22,182	121,890
2	Voile cylindrique du lanterneau	4,733	21,865	103,487
3	Acrotère	110,297	20,350	2244,543
4	Coupole	509,750	20,800	10602,8
5	Ceinture supérieure	297,319	19,820	5892,862
6	Voile inclinée de la cuve	1341,845	17,053	22882,482
7	Cheminée	166,765	16,980	2831,669
8	Dalle de fond	360,462	14,750	5316,814
9	Ceinture inférieure	227,765	14,250	3245,651
10	Eau	2605,10	17,163	44711,331
Total		5629,531	---	97953,533

On aboutit à un centre de gravité général :

$$H = \frac{\sum P_i H_i}{\sum P_i} \quad (\text{Éq 4.55})$$

- Cuve pleine :

$$H = \frac{97953,533}{5629,531} = 17,400 \text{ m}$$

- Cuve vide :

$$H = \frac{(97953,533 - 44711,331)}{(5629,531 - 2605,10)} = 17,604 \text{ m}$$

- Période d'oscillation Cuve pleine :

$$P' = P + \frac{33}{140} P_1 H = 5629,531 + \frac{33}{140} \times 127,916 \times 17,40 = 7465,765 \text{ kN} \quad (\text{Éq 4.42})$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P' \times H^3}{3EIg}} = 2\pi \sqrt{\frac{7465,765 \cdot 10^{-3} \times 17,40^3}{3 \times 32164,195 \times 12,755 \times 9,81}} \quad (\text{Éq 4.41})$$

$$\underline{\mathbf{T = 0,36s}}$$

- Période d'oscillation Cuve vide :

$$P' = P + \frac{33}{140} P_1 H = 3024,431 + \frac{33}{140} \times 127,916 \times 17,604 = 4882,193 \text{ kN} \quad (\text{Éq 4.42})$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P' \times H^3}{3EIg}} = 2\pi \sqrt{\frac{4882,193 \cdot 10^{-3} \times 17,604^3}{3 \times 32164,195 \times 12,755 \times 9,81}} \quad (\text{Éq 4.41})$$

$$\underline{\mathbf{T = 0,29s}}$$

4.5.3. Actions d'ensemble du vent

L'action du vent soufflant dans une direction donnée est la résultante géométrique R de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction. Cette résultante peut se décomposer suivant :

- Une direction parallèle à celle du vent appelée **force de trainée** (T) qui produit un effet d'entraînement et de renversement.
- Une direction perpendiculaire à celle du vent appelée **force de dérive** (L) qui produit un effet de soulèvement et de reversement.

a. Calcul de la force de trainée (T)

L'expression de l'effort de trainée se présente sous la forme suivante :

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e \quad (\text{Éq 4.56})$$

Calcul de C_t (Coefficient global de la trainée)

Il dépend de l'élancement de la tour et de la régularité de la surface. Son expression est la suivante :

$$C_t = C_{t0} \cdot \delta_0 \quad (\text{Éq 4.57})$$

Avec :

$C_{t0} = 0,55$: dans le cas d'un ouvrage cylindrique tronconique à base circulaire sans nervures ; il se classe dans la catégorie 'V' (NV-65 Tableau VII),

δ_0 : il est donné en fonction de l'élancement de la structure caractérisé par λ

Puisque le château d'eau est une construction qui n'a pas une largeur constante sur toute sa hauteur on peut l'assimiler donc à une construction cylindrique à base circulaire, d'où nous avons l'expression de λ suivante :

$$\lambda = \frac{H^2}{S_t} \text{ (NV-655)} \quad (\text{Éq 4.58})$$

Avec :

H , La hauteur totale de l'ouvrage $H=22,06$ m

S_t , La surface du maître couple

- Calcul de la surface du maître couple S_t

Le maître couple est la projection orthogonale de l'ensemble de la construction sur un plan normal à la direction du vent.

$$S_{t1} = 6,30 \times 14,50 = 91,350 \text{ m}^2$$

$$S_{t2} = \left(\frac{D+d}{2} \right) \times h = \left(\frac{14,10 + 6,30}{2} \right) \times 4,32 = 44,064 \text{ m}^2$$

$$S_{t3} = \left(\frac{D+d}{2} \right) \times h = \left(\frac{14,90 + 14,10}{2} \right) \times 1 = 14,50 \text{ m}^2$$

$$S_{t4} = \frac{2}{3} \times D \times f = \frac{2}{3} (14,10 \times 1,39) = 13,066 \text{ m}^2$$

$$S_{t5} = 1,55 \times 0,51 = 0,791 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_{t1} + S_{t2} + S_{t3} + S_{t4} + S_{t5}$$

$$S_t = 0,791 + 13,066 + 14,500 + 44,064 + 91,350 = 162,980 \text{ m}^2$$

$$S_t = 162,980 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{22,16^2}{162,980} = 3,014$$

$$\lambda = 3,219 \rightarrow \delta_0 = 1,015 \text{ (Selon le NV-65)}$$

$$C_t = C_{t0} \cdot \delta_0 = 0,55 \times 1,015 = 0,558 \quad (\text{Éq 4.57})$$

$$\mathbf{C_t = 0,558}$$

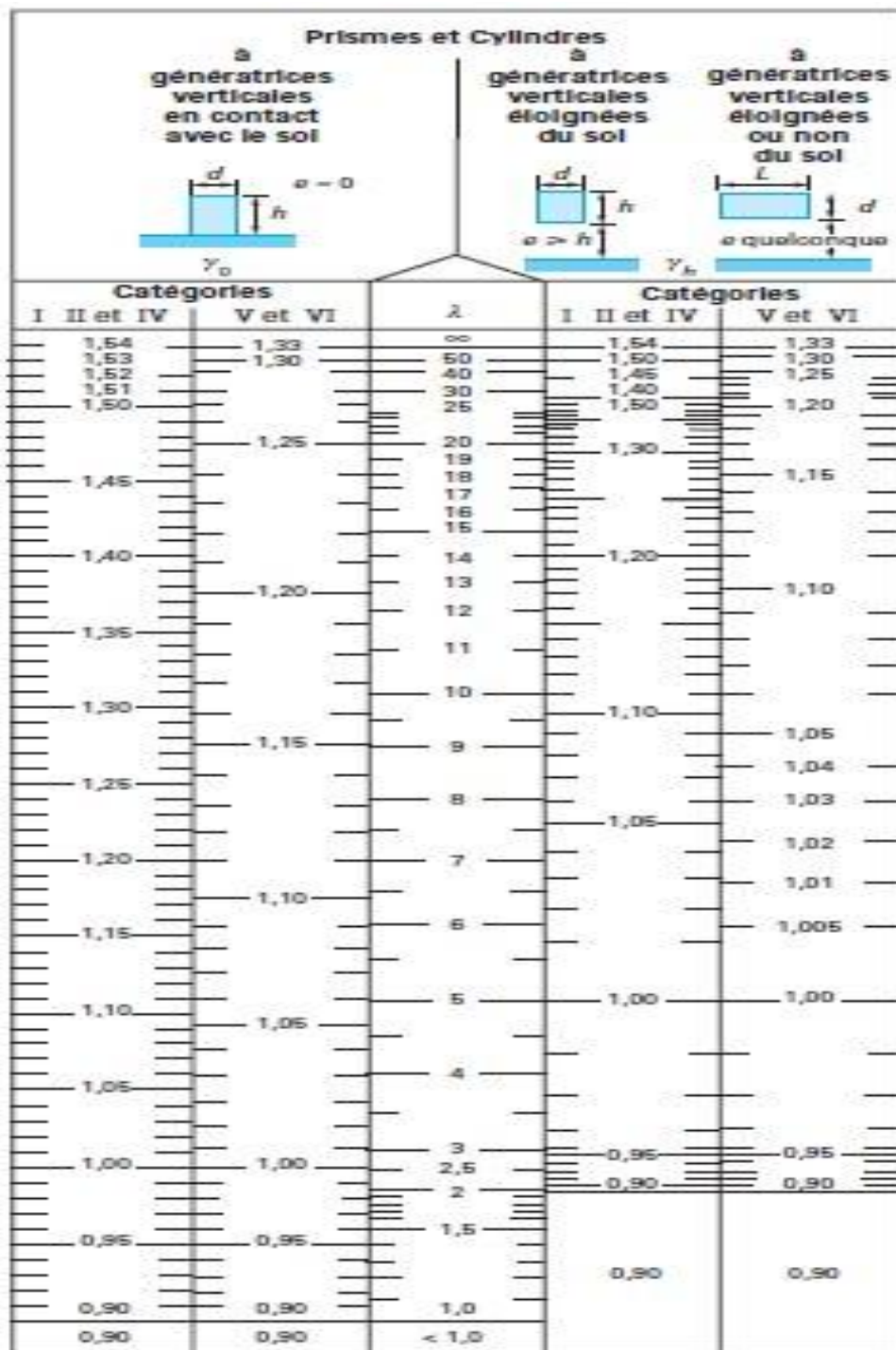


Figure 4.11: Coefficient δ_0 pour construction a base polygonal régulière ou circulaire

Calcul du coefficient de majoration dynamique β

Le coefficient de majoration β dépend de la période de vibration de la construction et du niveau pris en considération est liée aux effets de résonance provoqué par les oscillations de la tour.

$$\beta = \theta(1 + \xi \cdot \tau) \quad (\text{Éq 4.59})$$

θ , Coefficient global, dépend du type de construction (construction prismatique à base circulaire $\rightarrow \theta = 1$)

ξ : Coefficient de réponse déterminé en fonction de la période T du mode fondamentale d'oscillation

- Cuve pleine : $T_p=0,36s \rightarrow \xi_p=0,31s$
- Cuve vide: $T_v=0,29s \rightarrow \xi_v=0,25s$

τ : Coefficient de pulsation déterminée à chaque niveau en fonction de la cote H

- Cuve pleine : avec $H = 0,15 \text{ m} \rightarrow \tau = 0,36$

$$\beta_p = \theta(1 + \xi_p \tau) = 1(1 + 0,31 \times 0,36) = \mathbf{1,112} \quad (\text{Éq 4.59})$$

- Cuve vide : avec $H = 22,06 \text{ m} \rightarrow \tau = 0,345$

$$\beta_v = \theta(1 + \xi_v \tau) = 1(1 + 0,25 \times 0,345) = \mathbf{1,086} \quad (\text{Éq 4.59})$$

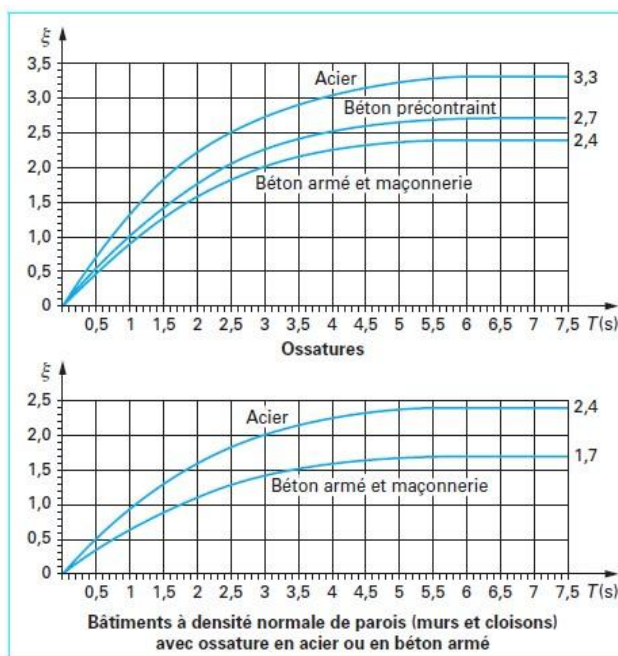


Figure 4.12: Coefficient de réponse, Coefficient de pulsation

Détermination du coefficient de réduction δ

Il est fonction de la plus grande dimension verticale de la surface offerte au vent et de la cote du point le plus haut de cette surface.

$$H = 22,06 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,78$$

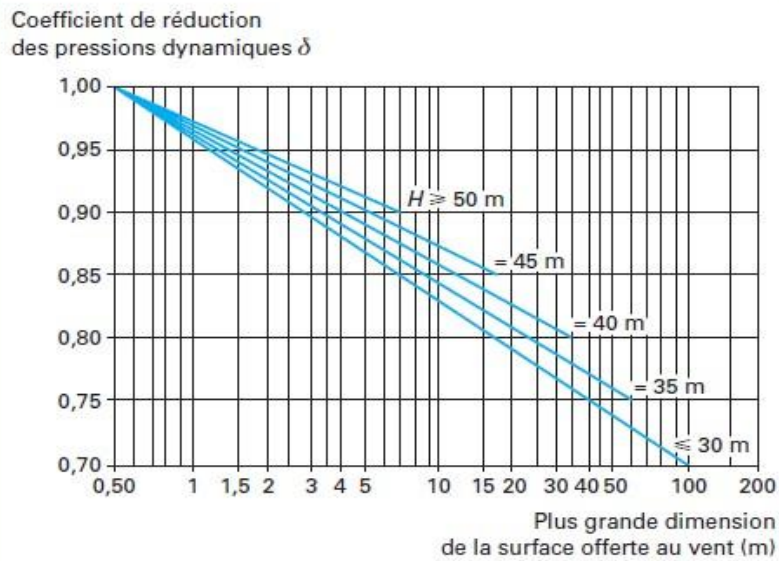


Figure 4.13: Coefficient de réduction δ des pressions dynamiques

Calcul de la pression dynamique du vent à la vitesse normale et extrême (Selon le NV-65)

- Vent zone 5
 - Vitesse du vent normal : 38,6 m/s=140 km/h
 - Vitesse du vent extrême : 51,4 m/s=185 km/h
- Le site est considéré comme exposé : Coefficient de site $K_s=1,20$
- Le coefficient de réduction δ : fonction de la plus grande dimension offerte au vent correspond à la hauteur $H=15+5,10+1,40+0,56= 22,06 \text{ m} \gg \delta = 0,78$

Pression normale : $q_n = K_s \times q_H$ (Éq 4.60)

Pression extrême : $q_e = 1,75. q_n$ (Éq 4.61)

- Pression dynamique de base à 10m du sol $q_{10}=90 \text{ daN/m}^2$

$$q_{10} = \frac{1}{2} \times \frac{\rho V_{10}^2}{g}$$
 (Éq 4.62)

- Pression dynamique à la hauteur H du sol :

Vent normal : 38,6 m/s=140 km/h

$$q_{10} = \frac{1}{2} \times \frac{1,225 \times 38,6^2}{9,81}$$

$$q_{10} = 93,028 \text{ daN/m}^2$$

$$q_H = q_{10} \times 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$$

$$q_H = 93,028 \times 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$$

$$q_H = 232,570 \times \frac{H + 18}{H + 60}$$

Vent extrême : 51,4 m/s=185 km/h

$$q_{10} = \frac{1}{2} \times \frac{1,225 \times 51,4^2}{9,81}$$

$$q_{10} = 164,954 \text{ daN/m}^2$$

$$q_H = q_{10} \times 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$$

$$q_H = 164,954 \times 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$$

$$q_H = 412,385 \times \frac{H+18}{H+60}$$

Tableau 4.18:Récapitulatif des résultats de l'effort de trainé

Z	C_t	ξ_v	ξ_P	δ	K_s	De	τ	β_v	β_P	q_H	q_n	q_e	T_v(n)	T_v(e)	T_p(n)	T_p(e)
0,00	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	6,30	0,360	1,090	1,112	69,771	83,725	146,519	82,647	437,915	255,196	446,593
3,00	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	6,30	0,360	1,090	1,112	77,523	93,028	162,799	91,830	486,573	283,551	496,215
6,00	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	6,30	0,360	1,090	1,112	84,571	101,485	177,599	100,178	530,806	309,329	541,325
9,00	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	6,30	0,360	1,090	1,112	91,006	109,207	191,112	107,801	571,194	332,865	582,513
12,00	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	6,30	0,350	1,088	1,109	96,904	116,285	203,499	111,599	606,821	353,451	618,539
14,50	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	6,30	0,350	1,088	1,109	101,457	121,748	213,059	116,842	635,329	370,056	647,597
15,00	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	6,30	0,350	1,088	1,109	102,331	122,797	214,895	117,849	640,803	373,244	653,177
17,21	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	13,36	0,350	1,088	1,109	106,059	127,270	222,723	259,018	1408,413	820,348	1435,610
18,82	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	13,36	0,350	1,088	1,109	108,643	130,371	228,150	265,330	1442,729	840,337	1470,589
19,82	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	13,36	0,350	1,088	1,109	110,195	132,234	231,410	269,121	1463,347	852,346	1491,605
20,00	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	13,86	0,349	1,087	1,108	110,471	132,565	231,989	279,091	1521,556	886,206	1550,861
21,30	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	13,36	0,348	1,087	1,108	112,423	134,908	236,089	272,993	1492,244	869,090	1520,908
22,06	0,558	0,25	0,31	0,78	1,20	1,35	0,345	1,086	1,107	113,536	136,243	238,425	27,618	152,176	88,615	155,075

T_v(n) : Effort de trainé cuve vide sous pression dynamique normale

T_v(e) : Effort de trainé cuve vide sous pression dynamique extrême

T_p(n) : Effort de trainé cuve pleine sous pression dynamique normale

T_p(e) : Effort de trainé cuve pleine sous pression dynamique extrême

b. Calcul de la force de dérive (L)

C'est la composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent. Elle a pour expression la relation suivante :

$$L = C_L \cdot \beta' \cdot \delta' \cdot q_{cr} \cdot D_e \quad (\text{Éq 4.63})$$

Coefficient de dérive C_L

Les règles NV 65 proposent $C_L = 0,20$

Coefficient dynamique β'

D'après la théorie des vibrations et pour le cas de la structure en état de résonance on a :

$$\beta' = \frac{\pi}{\Delta} \quad (\text{Éq 4.64})$$

Avec Δ : le décrement logarithmique de l'amortissement visqueux. Pour les ouvrages en béton on prend forfaitairement $\Delta = 0,30$

$$\beta' = \frac{\pi}{0,30} \Rightarrow \beta' = 10,472 \quad (\text{Éq 4.65})$$

Coefficient de réduction δ'

Tenant compte de l'effet des dimensions de l'ouvrage, les annexes des règlements NV65 recommande $\delta' = 0,80$ pour toute la hauteur de la construction.

Pression dynamique critique q_{cr}

Elle se traduit par l'expression suivante :

$$q_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{16} \quad (\text{Éq 4.66})$$

Avec V_{cr} : La vitesse critique

Détermination de la vitesse critique

D'après la théorie de KARMAN la période de tourbillon est donnée par l'expression suivante :

$$T_k = \frac{d}{S \cdot V} \quad (\text{Pour les tubes circulaires}) \quad (\text{Éq 4.67})$$

T : étant la période propre de vibration propre de la construction, il y a résonance lorsque $T = T_k$

$$V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T} > 25 \text{ m/s} \quad (\text{Éq 4.68})$$

d: La largeur du maitre couple, on prend la largeur du fût ($d = D_{ext}$ fût)

S : nombre de STROUHAL, fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de la construction et de la viscosité du fluide contenu (Eau) $S = 0,20$ selon NV65, pour ouvrage de révolution.

- Cuve pleine : $T_p = 0,36s \rightarrow V_{cr} = \frac{6,30}{0,20 \times 0,36} = 87,50 \text{ m/s}$

- Cuve vide: $T_v=0,29s \rightarrow V_{cr} = \frac{6,30}{0,20 \times 0,29} = 108,62 \text{ m/s}$

Dans les deux cas nous remarquons que la vitesse critique est supérieure à la vitesse maximale répondant à la résonance fixé par les règles NV65 qui est de 25m/s.

Donc aucune étude à la résonance provoquée par la force de dérive n'est nécessaire pour notre cas.

4.5.4. Calcul des sollicitations (M et T) induites par la force de traînée

La structure du château d'eau faisant objet de notre étude est modélisée par une console encastree supportant un chargement linéaire non uniforme sur toute sa hauteur. A partir de la méthode classique de la RDM, nous détermineront les moments fléchissant et les efforts tranchants.

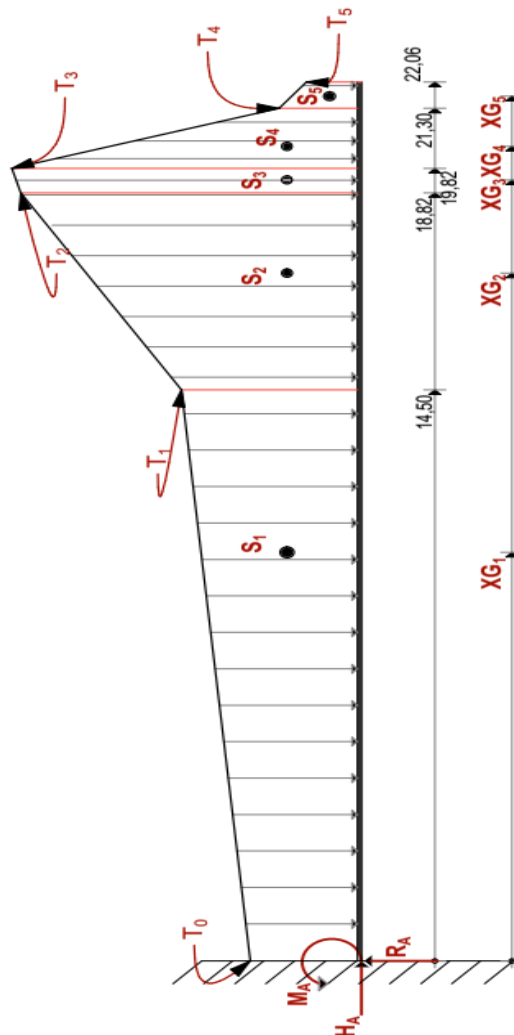


Figure 4.14: Schéma statique du château sous les charges dues au vent

D'après les trois équations d'équilibre on a :

$$\begin{cases} \sum F_H = 0 \\ \sum F_V = 0 \\ \sum M/A = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} H_A = 0 \\ R_A = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5 \\ M/A = S_1 \times XG_1 + S_2 \times XG_2 + S_3 \times XG_3 + S_4 \times XG_4 + S_5 \times XG_5 \end{cases} \quad (\text{Éq 4.69})$$

Nous partageons la structure en cinq zones de section respective S_1, S_2, S_3, S_4 et S_5 pour le calcul des sollicitations.

$$\begin{cases} S_1 = \frac{(T_0+T_1) \times 14,50}{2} \\ S_2 = \frac{(T_1+T_2) \times 4,32}{2} \\ S_3 = \frac{(T_2+T_3) \times 1}{2} \\ S_4 = \frac{(T_3+T_4) \times 1,48}{2} \\ S_5 = \frac{(T_4+T_5) \times 0,76}{2} \end{cases} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} XG_1 = \frac{T_0+2T_1}{T_0+T_1} \times \frac{14,5}{3} \\ XG_2 = \frac{T_1+2T_2}{T_1+T_2} \times \frac{4,32}{3} + XG_1 \\ XG_3 = \frac{T_2+2T_3}{T_2+T_3} \times \frac{1}{3} + XG_2 \\ XG_4 = \frac{T_3+2T_4}{T_3+T_4} \times \frac{1,48}{3} + XG_3 \\ XG_5 = \frac{T_4+2T_5}{T_4+T_5} \times \frac{0,76}{3} + XG_4 \end{cases} \quad (\text{Éq 4.70})$$

Tableau 4.19: Valeurs des réactions d'appuis et moments d'encastrement

Désignations	Cuve vide		Cuve pleine	
	Tv(n)	Tv(e)	Tp(n)	Tp(e)
S₁ (daN)	2563,902	13793,689	8035,942	14062,899
S₂ (daN)	1463,376	7957,109	4634,722	8110,764
S₃ (daN)	473,720	2575,852	1500,338	2625,592
S₄ (daN)	711,158	3877,215	2258,221	3951,887
S₅ (daN)	202,504	1107,746	645,148	1129,008
XG₁ (m)	7,664	7,695	7,694	7,694
XG₂ (m)	17,163	17,163	17,163	17,163
XG₃ (m)	19,320	19,320	19,320	19,320
XG₄ (m)	20,800	20,800	20,800	20,800
XG₅ (m)	21,865	21,865	21,865	21,865
R_A (daN)	5414,660	29311,611	17074,372	29880,150
M/A (daN.m)	73138,412	397336,129	231437,521	405015,662

Section 1 : $0 \leq x < 14,50$

$$V_{1(x)} = R_A - \frac{(T_0 + T_1)}{2} x$$

$$M_{1(x)} = -M_A + R_A x - \frac{(T_0 + T_1)}{2} \frac{x^2}{2}$$

Section 2 : $14,50 \leq x < 18,82$

$$V_{2(x)} = R_A - S_1 - \frac{(T_1 + T_2)}{2} (x - 14,50)$$

$$M_{2(x)} = -M_A + R_A x - S_1(x - XG_1) - \frac{(T_1 + T_2)}{2} \frac{(x - 14,50)^2}{2}$$

Section 3 : $18,82 \leq x < 19,82$

$$V_{3(x)} = R_A - S_1 - S_2 - \frac{(T_2 + T_3)}{2} (x - 18,82)$$

$$M_{3(x)} = -M_A + R_A x - S_1(x - XG_1) - S_2(x - XG_2) - \frac{(T_2 + T_3)}{2} \frac{(x - 18,82)^2}{2}$$

Section 4 : $19,82 \leq x < 21,30$

$$V_{4(x)} = R_A - S_1 - S_2 - S_3 - \frac{(T_3 + T_4)}{2} (x - 19,82)$$

$$M_{4(x)} = -M_A + R_A x - S_1(x - XG_1) - S_2(x - XG_2) - S_3(x - XG_3) - \frac{(T_3 + T_4)}{2} \frac{(x - 19,82)^2}{2}$$

Section 5 : $21,30 \leq x < 22,06$

$$V_{5(x)} = R_A - S_1 - S_2 - S_3 - S_4 - \frac{(T_4 + T_5)}{2} (x - 21,30)$$

$$M_{5(x)} = -M_A + R_A x - S_1(x - XG_1) - S_2(x - XG_2) - S_3(x - XG_3) - S_4(x - XG_4) - \frac{(T_4 + T_5)}{2} \frac{(x - 21,30)^2}{2}$$

Tableau 4.20: Valeurs des efforts tranchant et moments fléchissant

Z (m)	Cuve vide				Cuve pleine			
	Tv(n) (daN)	Tv(e) (daN)	Mv(n) (daN.m)	Mv(e) (daN.m)	Tp(n) (daN)	Tp(e) (daN)	Mp(n) (daN.m)	Mp(e) (daN.m)
0	5414,660	29311,611	-	-	17074,372	29880,150	-	-
3,00	4884,198	26457,744	-	-	15411,763	26970,585	-	-
6,00	4353,735	23603,877	-	-	13749,154	24061,020	-	-
9,00	3823,273	20750,011	-	-	12086,545	21151,454	-	-
12,00	3292,810	17896,144	-	-	10423,937	18241,889	-	-
14,50	2850,758	15517,922	-	-	9038,429	15817,251	-	-
15,00	2681,386	14596,960	-	-	8502,003	14878,505	-	-
17,21	1932,761	10526,309	-	-	6130,999	10729,249	-	-
18,82	1387,382	7560,812	-	-	4403,707	7706,487	-	-
19,82	913,662	4984,960	-	-	2903,369	5080,895	-	-

Tableau 4.21: Valeurs des efforts tranchant et moments fléchissant suite et fin

Z (m)	Cuve vide				Cuve pleine			
	T_{v(n)} (daN)	T_{v(e)} (daN)	M_{v(n)} (daN.m)	M_{v(e)} (daN.m)	T_{p(n)} (daN)	T_{p(e)} (daN)	M_{p(n)} (daN.m)	M_{p(e)} (daN.m)
20,00	827,170	4513,407	-954,380	-5210,157	2628,720	4600,260	-3034,495	-5310,367
21,30	202,504	1107,746	-114,414	-625,876	645,148	1129,008	-364,508	-637,890
22,06	0,000	0,000	-37,463	-204,933	0,000	0,000	-119,352	-208,867

4.5.5. Actions locales du vent

Sollicitations locales : moments d'ovalisation

La variation du coefficient C_e donne une idée de la répartition des pressions du vent sur la paroi pour les ouvrages cylindriques, tronconiques dont la section transversale est annulaire sur toute la hauteur.

Chaque tronçon de l'ouvrage de section annulaire est en équilibre sous l'action de la pression locale du vent p et des cisaillements τ engendrés dans l'épaisseur de la paroi.

a. Pression unitaire en chaque point de la paroi locale du vent p

$$p = C_e q \delta_0 \quad (\text{Éq 4.71})$$

Avec :

C_e : Coefficient qui tient compte des pressions du vent sur la paroi

q : Pression dynamique correspondante aux vitesses normales et extrêmes ; $q = \frac{v^2}{16}$

δ_0 : Coefficient de dimension (la plus grande dimension de la surface offerte au vent est non plus Z mais D_{ext}).

b. Effort de cisaillement τ

$$\tau = \frac{2H}{\Omega} \cos \eta \quad (\text{Éq 4.72})$$

Avec :

H : La hauteur considérée

Ω : Aire du béton

η : Angle correspondant pour chaque tronçon

Les efforts p et τ produisent des moments fléchissant d'ovalisation qui mettent en traction respectivement les fibres extérieures et intérieures de la paroi annulaire.

$$M_o = k \cdot q \cdot \delta_0 \cdot D_m^2 \quad (\text{Éq 4.73})$$

Par la suite, on aura :

- Moment d'ovalisation intérieur : $M_{oi} = k_i \cdot q \cdot \delta_0 \cdot D_m^2$
- Moment d'ovalisation extérieur : $M_{oe} = k_e \cdot q \cdot \delta_0 \cdot D_m^2$

Avec :

M_{oi} et M_{oe} : les moments qui mettent en traction respectivement les fibres intérieures et extérieures de la paroi annulaire,

D_m : le diamètre moyen du fût :

$$D_m = \frac{D_{int} + D_{ext}}{2} = \frac{5,70 + 6,30}{2} = 6 \text{ m}$$

Les valeurs de k_i et k_e sont données suivant la direction du vent pour deux cas envisagés dans les règles NV 65, le cas où $\gamma_0 = 1$ et celui où $\gamma_0 = 1,3$. Dans notre cas, nous nous situons dans le premier cas. Alors pour $\gamma_0 = 1$, on a :

- Face au vent (90°) \Rightarrow fibres intérieures tendues $k_i = 0,061$
- Face latérale (0°) \Rightarrow fibres extérieures tendues $k_e = 0,053$

Tableau 4.22: Valeurs des moments d'ovalisation

Valeurs des coefficients					Moment d'ovalisation			
					Vent normal		Vent extrême	
H (m)	δ_0	D_m (m)	q_n (daN/m ²)	q_e (daN/m ²)	M_{oi} (daN.m/ml)	M_{oe} (daN.m/ml)	M_{oi} (daN.m/ml)	M_{oe} (daN.m/ml)
0,00	0,835	6,000	148,423	259,740	272,157	236,464	476,274	413,812
3,00	0,835	6,000	164,914	288,600	302,396	459,791	302,396	459,791
6,00	0,835	6,000	179,906	314,836	329,887	501,590	329,887	501,590
9,00	0,835	6,000	193,595	338,791	354,987	539,755	354,987	539,755
12,00	0,835	6,000	206,143	360,749	377,995	574,739	377,995	574,739
14,50	0,835	6,000	215,827	377,697	395,753	601,740	395,753	601,740
15,00	0,835	6,000	217,686	380,951	399,163	606,924	399,163	606,924
17,21	0,821	13,060	225,617	394,829	1927,217	2930,318	1927,217	2930,318
20,00	0,818	13,560	235,002	411,254	2156,130	3278,378	2156,130	3278,378
22,06	0,945	1,250	241,523	422,665	21,754	33,077	21,754	33,077

4.6. Dimensionnement des éléments du château d'eau

4.6.1. Calcul du lanterneau

Le lanterneau est la partie située sur la coupole de couverture, il est percé de fenêtre à vantail recouvert d'une dalle. Il a pour rôle de permettre l'éclairage et la ventilation de la cuve. Le lanterneau est composé d'une dalle supportée par un voile cylindrique.

La dalle supporte son poids propre et le poids de l'étanchéité. Le voile cylindrique supporte le poids de la dalle, son poids propre plus l'étanchéité intérieure et extérieure.

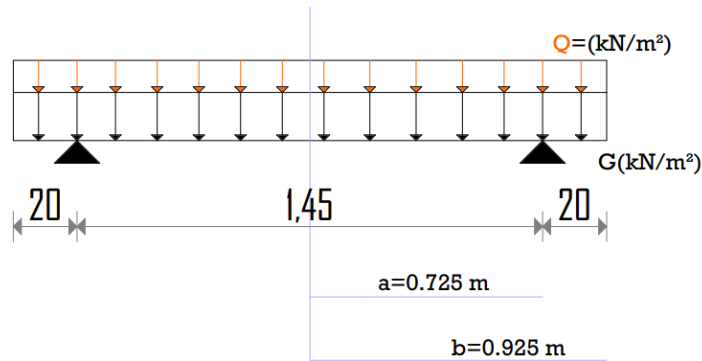


Figure 4.15: Schéma statique de la dalle reposant sur le voile

a. Calcul de la dalle du lanterneau

La dalle est uniformément chargée appuyée simplement sur la partie cylindrique, le calcul de son poids se fera par unité de surface de la dalle.

Calcul des charges

- Charge permanente surfacique G

$$G = \frac{P_{dalle} + P_{étanchéité}}{S_{dalle}} \Rightarrow \frac{5,495 + 1,10}{\pi \times 0,925^2 - 0,7^2} \quad (\text{Éq 4.74})$$

$$G = 3,001 \text{ kN/m}^2$$

- Charges d'exploitation surfacique Q

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2$$

- Combinaison des charges

- A l'ELU :

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q \quad (\text{Éq 4.75})$$

$$P_u = 1,35 \times 3,001 + 1,5 \times 1$$

$$P_u = 5,550 \text{ kN/m}^2$$

- A l'ELS :

$$P_{ser} = G + Q \quad (\text{Éq 4.76})$$

$$P_{ser} = 3,001 + 1$$

$$P_{ser} = 4,001 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul des sollicitations

L'expression des moments fléchissant radiaux (M_r) et tangentiels (M_t) nous ait donné par les tables de BARRES pour le calcul des dalles et des parois :

Pour $0 \leq r < a$:

$$\begin{cases} M_r = \frac{pa^2}{16} [-(1+3v)\rho^2 + (1+3v)\beta^2 + 2(1-v) - 4(1+v)\beta^2 \ln\beta] \\ M_t = \frac{pa^2}{16} [(1+3v)(\beta^2 - \rho^2) + 2(1-v) - 4(1+v)\beta^2 \ln\beta] \end{cases} \quad (\text{Éq 4.77})$$

Pour $a \leq r \leq b$:

$$\begin{cases} M_r = \frac{pa^2}{16} [(3+v)\beta^2 + 2(1-v)\beta^2 \ln\beta - (3+v)\rho^2 - 2(1-v)\frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+v)\beta^2 \ln\rho] \\ M_t = \frac{pa^2}{16} [2(1-v) - (1-5v)\beta^2 - 4(1+v)\beta^2 \ln\beta - (1+3v)\rho^2 + 2(1-v)\frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+v)\beta^2 \ln\rho] \end{cases} \quad (\text{Éq 4.78})$$

Avec :

$$\beta = \frac{b}{a} = 1,275 ; \rho = \frac{r}{a} ; a = 0,725 \text{ m} ; b = 0,925 \text{ m} ; r = 0,925 \text{ m} ;$$

v : Coefficient de poisson ($v=0$ à l'ELU et $v=0,2$ à l'ELS)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 4.23: Sollicitations à l'ELU et à l'ELS

r(x) (m)	$\rho = \frac{r}{a}$	ELU		ELS	
		M_r (MN.m/m)	M_t (MN.m/m)	M_r (MN.m/m)	M_t (MN.m/m)
0	0	$37,30.10^{-5}$	$37,3.10^{-5}$	$30,29.10^{-5}$	$30,29.10^{-5}$
0,725	1	$-10,66.10^{-5}$	$191,5.10^{-5}$	$-73,15.10^{-5}$	$92,68.10^{-5}$
0,925	1,275	0	$137,2.10^{-5}$	0	$78,71.10^{-5}$

Ferraillage de la dalle du lanterneau

Pour le ferraillage, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et de 0,10m de hauteur, le calcul se fait à la flexion simple

On a :

$$\circ \quad b = 1\text{m}, h = 0,10\text{m}$$

Calcul des armatures radiales

Nappe inférieure

➤ ELU

Calcul de γ

$$\gamma = \frac{M_{ru}}{M_{rser}} \quad (\text{Éq 4.79})$$

Avec : $M_{ru} = 0,00373 \text{ MN.m/m}$ et $M_{rser} = 0,003029 \text{ MN.m/m}$

$$\gamma = \frac{0,00373}{0,003029} \Rightarrow \gamma = 1,121$$

Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}} \quad (\text{Éq 4.80})$$

Avec : $\theta = 1$; $d = 0,9h \rightarrow 0,9 \times 0,1 = 0,09m$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa} \quad (\text{Éq 4.81})$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,00373}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,032$$

On a : $\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow$ Pivot A

$\rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armatures comprimées

$$\alpha = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right] \quad (\text{Éq 4.82})$$

$$\alpha = 1,25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,032} \right] \Rightarrow \alpha = 0,04125$$

$$Z = d[1 - 0,4\alpha] \quad (\text{Éq 4.83})$$

$$Z = 0,09 \times [1 - 0,4 \times 0,04125] \Rightarrow Z = 0,0885$$

$$A_u = \frac{M_{ru}}{Z \cdot f_{ed}}$$

$$A_u = \frac{0,00373}{0,0885 \times 434,783} = 9,6937 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_u = 0,969 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A_s la section du ferrailage adopté est : $A_s \geq \max(A_u, A_{min})$

D'après la condition de non fragilité, on a :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Éq 4.84})$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,10}{500} = 0,8694 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,8694 \text{ cm}^2$$

Donc, la section de ferrailage minimale est $A_s = A_u = 0,969 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s = 0,969 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow$ Prenons 3HA8 totalisant $1,5079 \text{ cm}^2/\text{m}$

➤ **ELS**

La position de l'axe neutre

Soit l'équation suivante :

$$\frac{b}{2y^2} + 15(A + A')y - 15(Ad - A'd') = 0 \quad (\text{Éq 4.85})$$

Avec $A' = 0$, on a :

$$\frac{b}{2y^2} + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 22,62y - 203,58 = 0 \quad (\text{Éq 4.86})$$

$$\Rightarrow y = 1,804 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \quad (\text{Éq 4.87})$$

$$\Rightarrow I = \frac{100}{3}(1,804)^3 + 15 \times 1,508 \times (9 - 1,804)^2$$

$$\Rightarrow I = 1367,017 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

La fissuration étant nuisible pour notre ouvrage, on doit vérifier les contraintes dans le béton et l'acier.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{rser}}{I} \cdot y \leq \sigma_s = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \cdot \sigma_{bc} \frac{(d-y)}{y} \leq \sigma_s = 0,8 \times \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta}f_{t28}\right) = 161,304 \text{ MPa} \end{cases} \quad (\text{Éq 4.88})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,003029}{1367,017 \cdot 10^{-8}} \times 1,804 \cdot 10^{-2} \leq \sigma_s = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2,31 \times \frac{(9 - 1,804)}{1,804} \leq \sigma_s = 161,304 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3,341 \text{ MPa} < \sigma_s = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 138,216 \text{ MPa} < \sigma_s = 161,304 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

○ **Espacement des barres**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10\text{cm} = 30\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Prenons $S_t = 30\text{cm}$

Nappe supérieure

➤ **ELU**

Calcul de γ

Avec : $M_{ru} = 10,66 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m/m}$ et $M_{rser} = 73,15 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m/m}$

$$\gamma = \frac{0,001066}{0,007315} \Rightarrow \gamma = 0,145 \quad (\text{Éq 4.79})$$

Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}} \quad (\text{Éq 4.80})$$

Avec : $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$; $\theta = 1$; $d = 0,9h \rightarrow 0,9 \times 0,1 = 0,09\text{m}$

$$\mu_{bu} = \frac{0,001066}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0077$$

On a : $\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow$ Pivot A

$\rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armatures comprimées

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \quad (\text{Éq 4.81})$$

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0077}] \Rightarrow \alpha = 0,00966$$

$$Z = d[1 - 0,4\alpha]$$

$$Z = 0,09 \times [1 - 0,4 \times 0,00966] \Rightarrow Z = 0,0864$$

$$A_u = \frac{M_{ru}}{Z \cdot f_{ed}} \quad (\text{Éq 4.89})$$

$$A_u = \frac{0,001066}{0,0864 \times 434,783} = 2,7363 \cdot 10^{-5} \text{m}^2/\text{m}$$

$$A_u = 0,27363 \text{ cm}^2/\text{m}$$

A_s la section du ferrailage adopté est : $A_s \geq \max(A_u, A_{min})$

D'après la condition de non fragilité, on a :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Éq 4.90})$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,10}{500} = 0,8694 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,869 \text{ cm}^2$$

Donc, la section de ferrailage minimale est $A_s = A_{min} = 0,869 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_s = 0,869 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow$ Prenons 3HA8 totalisant $1,507 \text{ cm}^2/\text{m}$

➤ ELS

La position de l'axe neutre

Soit l'équation suivante :

$$\frac{b}{2y^2} + 15(A + A')y - 15(Ad - A'd') = 0$$

Avec $A' = 0$, on a :

$$\frac{b}{2y^2} + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\Rightarrow 50y^2 + 22,62y - 203,58 = 0$$

$$\Rightarrow y = 1,804 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{100}{3}(1,804)^3 + 15 \times 1,508 \times (9 - 1,804)^2$$

$$\Rightarrow I = 1367,017 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes

La fissuration étant nuisible pour notre ouvrage, on doit vérifier les contraintes dans le béton et l'acier.

$$\text{Soit : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{rser}}{I} \cdot y \leq \sigma_s = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \cdot \sigma_{bc} \frac{(d-y)}{y} \leq \sigma_s = 0,8 \times \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta}f_{t28}\right) = 161,304 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{0,001066}{1367,017 \cdot 10^{-8}} \times 1,804 \cdot 10^{-2} \leq \sigma_s = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15 \times 2,31 \times \frac{(9 - 1,804)}{1,804} \leq \sigma_s = 161,304 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 1,175 \text{ MPa} < \sigma_s = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 138,216 \text{ MPa} < \sigma_s = 161,304 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \textbf{Vérifié.}$$

○ **Espacement des barres**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 10\text{cm} = 30\text{cm}; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

Prenons $S_t = 30\text{cm}$

Calcul des armatures tangentiels (les cerces)

➤ **ELU**

Avec : $M_{ru} = 137,2 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m/m}$ et $M_{rser} = 78,71 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m/m}$

Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}}$$

Avec : $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$; $\theta = 1$; $d = 0,9h \rightarrow 0,9 \times 0,1 = 0,09\text{m}$

$$\mu_{bu} = \frac{0,01372}{1 \times 0,09^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,115$$

On a : $\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$

$\rightarrow A'_s = 0$ Pas d'armatures comprimées

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}]$$

$$\alpha = 1,25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115} \right] \Rightarrow \alpha = 0,153$$

$$Z = d[1 - 0,4\alpha]$$

$$Z = 0,09 \times [1 - 0,4 \times 0,153] \Rightarrow Z = 0,0845$$

$$A_u = \frac{M_{ru}}{Z \cdot f_{ed}}$$

$$A_u = \frac{0,01362}{0,0845 \times 434,783} = 3,707 \cdot 10^{-4} m^2/m$$

$$A_u = 3,707 \text{ cm}^2/m$$

A_s la section du ferrailage adopté est : $A_s \geq \max(A_u, A_{min})$

D'après la condition de non fragilité, on a :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,10}{500} = 0,8694 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,8694 \text{ cm}^2$$

Donc, la section de ferrailage minimale est $A_s = A_u = 3,707 \text{ cm}^2/m$

$A_s = 3,707 \text{ cm}^2/m \Rightarrow$ Prenons 5HA10 totalisant $3,927 \text{ cm}^2/m$

○ **Espacement des barres**

1m \rightarrow 5HA10

Prenons $S_t = 20 \text{ cm}$

b. Calcul du voile circulaire

Le voile est de forme cylindrique et il sera calculé comme un poteau évidé. On négligera l'effet du vent sur le voile puisqu'il a une petite hauteur, par conséquent le voile sera soumis à une compression centrée sous l'effet de la charge de la dalle.

Calcul des charges

- Charge permanente G :

$$G = P_{\text{étanchéité}} + P_{\text{dalle}} + P_{\text{voile}}$$

$$G = 1,10 + 5,495 + 4,733$$

$$G = 11,328 \text{ kN}$$

- Charge permanente Q :

$$Q = 1 \times \frac{\pi \times 1,85^2}{4} = 2,688 \text{ kN}$$

$$Q = 2,688 \text{ kN}$$

- Combinaison des charges

A l'ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 1,35 \times 11,328 + 1,5 \times 2,688$$

$$N_u = 19,325 \text{ kN}$$

Ferraillage de la voile du lanterneau

- Longueur de flambement

La longueur de flambement est fonction de la longueur de l'élément et de la nature de la liaison. Notre voile sera calculé comme un poteau encastré dans la coupole et libre à l'autre extrémité.

$l_f = 2l_0$, Avec $l_0 = 0,73m$, on a :

$$l_f = 2 \times 0,73 = 1,46m$$

- L'élancement

C'est le rapport de la longueur de flambement au rayon de giration minimale de la section droite du béton.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \text{ et } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad (\text{Éq 4.91})$$

Avec :

I : le moment d'inertie de la section du béton par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ; $I = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{64}$ (a)

B : la section du béton ; $B = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4}$ (b)

De (a) et (b) on :

$$i = \frac{1}{4} \sqrt{D^2 + d^2} \Rightarrow i = \frac{1}{4} \sqrt{1,55^2 + 1,35^2} = 0,514 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{1,46}{0,514} = 2,841$$

- **Calcul des armatures longitudinales (armatures principales)**

L'effort normale ultime appliqué sur la voile (N_u) doit équilibrer l'effort normale ultime limite (N_{ulim}). C'est-à-dire : $N_u \leq N_{ulim}$

$$N_u \leq N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \quad (\text{Éq 4.92})$$

Avec :

α : le facteur réducteur affectant N_{ulim} qui tient compte des effets du second ordre que l'on a négligés.

$$\lambda = 2,841 \leq 50 \text{ alors } \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,849$$

B_r : la section réduite du béton pour tenir compte de la sensibilité aux défauts d'exécution obtenu en retirant 1cm du béton sur tout le pourtour du poteau.

$$B_r = \frac{\pi}{4} [(D - 0,02)^2 - (d - 0,02)^2] \quad (\text{Éq 4.93})$$

$$B_r = \frac{\pi}{4} [(1,55 - 0,02)^2 - (1,35 - 0,02)^2] = 0,449 \text{ m}^2$$

$$\text{Posons : } A_s \geq \frac{1,15}{500} \left[\frac{19,325 \times 10^{-3}}{0,849} - \frac{0,449 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right]$$

$$\Rightarrow A_s \geq -0,043 \text{ m}^2 < 0$$

A_s négative, on a pas besoin d'armature, mais pour des raisons de disposition constructive, dans ce cas on prend la section du ferrailage minimale.

$$A_{min} = \max \left(4U, \frac{2B}{1000} \right) \text{ cm}^2,$$

Avec :

U : le périmètre moyen de la voile exprimé en "m".

$4U(\text{cm}^2) = 4(\text{cm}^2/\text{m}) \cdot U(\text{m})$ [(4 cm²) d'acier par mètre de pourtour]

$$U = \frac{\pi(D + d)}{2} = \frac{\pi(1,55 + 1,35)}{2} = 4,555 \text{ m}$$

B : la section totale du béton

$$B = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} = \frac{\pi(1,55^2 - 1,35^2)}{4} = 0,455 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } A_{min} = \max \left(4 \times 4,555; \frac{2 \times 0,455}{1000} \right)$$

$$\Rightarrow A_{min} = \max (18,221 \text{ cm}^2; 9,111 \text{ cm}^2)$$

$$\text{d'où } A_s = A_{min} = 18,221 \text{ cm}^2$$

On choisit 37HA8 totalisant 18,591 cm².

○ Espacement

$$S_t = \frac{U}{36} = \frac{455}{36} = 12,63 \text{ cm}$$

Prenons $S_t = 12 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales**

Les armatures transversales sont prévues pour empêcher les armatures longitudinales de flamber. On choisit le diamètre des armatures transversales tel que :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{8}{3} = 2,667 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

○ **Espacement**

$$S_t \leq \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \\ 15\phi_l \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 10 + 10 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \\ 15 \times 0,8 \text{ cm} = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

Prenons $S_t = 12 \text{ cm}$

4.6.2. Calcul de la coupole de couverture

La coupole de couverture de forme sphérique est une coque (solide) qui occupe dans l'espace un volume compris entre deux surfaces telles que leur distance soit petite devant les autres dimensions. L'équilibre de la coque est régi par deux phénomènes :

- L'effet de flexion,
- L'effet de membrane.

Le premier se manifeste dans un mouvement de rotation de la surface moyenne, tandis que le second fait intervenir les déformations propres de la surface moyenne.

Pour l'étude de la coupole, on adopte la théorie de la membrane qui est exposée dans le livre (théorie des plaques coques) par TIMOSHENKO. La théorie de la membrane consiste à supposer que :

- Les forces extérieures sont distribuées de façon identique pour tous les méridiens avec une résultante unique dirigée suivant l'axe de révolution,
- La coque de révolution doit être complète ou indéfini, sinon il faut que les réactions aux appuis et conditions d'encastrement ne fassent pas obstacle aux déformations de la coque,
- La coque est suffisamment mince pour ne pas être soumise à des mouvements de flexion.

L'état des contraintes est défini par un tenseur symétrique de second ordre dont les composantes sont :

- N_φ : effort normale de compression par unité de longueur suivant les méridiens,
- N_θ : effort normale de traction ou de compression par unité de longueur suivant les parallèles,
- τ : effort de cisaillement par unité de longueur qui s'exerce sur les parallèles et les méridiens.

Pour raison de symétrie de la coque et de la charge :

- L'effort normale de traction ou de compression par unité de longueur est identique suivant un même parallèle,
- L'effort de cisaillement est nul.

a. Calcul des charges et surcharges agissants sur la coupole

La coupole est soumise au :

- Poids propre de la coupole
- Poids du lanterneau

➤ **Calcul des angles**

$$\sin \varphi = \frac{R_P}{R_C} \Rightarrow \varphi = \sin^{-1} \left(\frac{R_P}{R_C} \right) \quad (\text{Éq 4.94})$$

$$\Rightarrow \varphi = \sin^{-1} \left(\frac{6,70}{16,84} \right) = 23,444^\circ$$

$$\sin \varphi_0 = \frac{r}{R_C} \Rightarrow \varphi_0 = \sin^{-1} \left(\frac{r}{R_C} \right) \quad (\text{Éq 4.95})$$

$$\Rightarrow \varphi_0 = \sin^{-1} \left(\frac{0,695}{16,84} \right) = 2,365^\circ$$

- Charge permanente surfacique G

$$P = \frac{P_{\text{coupole}}}{2\pi R_C f} = \frac{509,750}{2 \times \pi \times 16,84 \times 1,39} = 3,466 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 3,466 \text{ kN/m}^2$$

- Charge d'exploitation surfacique $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

- **Combinaison des charges**

- A l'ELU : $P_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$P_u = 1,35 \times 3,466 + 1,5 \times 1$$

$$P_u = 6,179 \text{ kN/m}^2$$

- A l'ELS : $P_{\text{ser}} = G + Q$

$$P_{\text{ser}} = 3,466 + 1$$

$$P_{\text{ser}} = 4,466 \text{ kN/m}^2$$

- Charge permanente G

$$G = \frac{P_{\text{voile lanterneau}}}{\pi \times D_{\text{moyen}}} = \frac{11,328}{\pi \times \left(\frac{1,4}{2} \right)} = 2,524 \text{ kN/m}$$

$$G = 2,524 \text{ kN/m}$$

- Charge d'exploitation sur la dalle du lanterneau Q

$$Q = \frac{Q_i \left(\frac{\pi D^2}{4} \right)}{\pi D_{moyen}} = \frac{1 \times \left(\frac{\pi \times 1,85^2}{4} \right)}{\pi \times 1,45} = 0,590 \text{ kN/m}$$

- **Combinaison des charges**

- A l'ELU :

$$P_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$P_u = 1,35 \times 2,524 + 1,5 \times 0,590$$

$$P_u = 4,292 \text{ kN/m}$$

- A l'ELS :

$$P_{ser} = G + Q$$

$$P_{ser} = 2,524 + 0,590$$

$$P_{ser} = 3,114 \text{ kN/m}$$

Calcul des efforts N_φ et N_θ

Bord inférieur

$$\begin{cases} N_\varphi = -\frac{PR_C(\cos\varphi_0 - \cos\varphi)}{\sin^2\varphi} - P \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \\ N_\theta = PR_C \left(\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi \right) + P \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \end{cases} \quad (\text{Éq 4.96})$$

A l'ELU

$$\begin{cases} N_{\varphi u} = -\frac{p_u R_C(\cos\varphi_0 - \cos\varphi)}{\sin^2\varphi} - P_u \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \\ N_{\theta u} = p_u R_C \left(\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi \right) + P_u \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \end{cases} \quad (\text{Éq 4.97})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi u} = -\frac{6,179 \times 16,84(\cos 2,365 - \cos 23,444)}{\sin^2 23,444} - 4,292 \times \frac{\sin 2,365}{\sin^2 23,444} \\ N_{\theta u} = 6,179 \times 16,84 \left(\frac{\cos 2,365 - \cos 23,444}{\sin^2 23,444} - \cos 23,444 \right) + 4,292 \times \frac{\sin 2,365}{\sin^2 23,444} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi u} = -56,379 \text{ kN/m} \\ N_{\theta u} = -36,259 \text{ kN/m} \end{cases}$$

A l'ELS

$$\begin{cases} N_{\varphi ser} = -\frac{p_{ser} R_C(\cos\varphi_0 - \cos\varphi)}{\sin^2\varphi} - P_{ser} \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \\ N_{\theta ser} = p_{ser} R_C \left(\frac{\cos\varphi_0 - \cos\varphi}{\sin^2\varphi} - \cos\varphi \right) + P_{ser} \frac{\sin\varphi_0}{\sin^2\varphi} \end{cases} \quad (\text{Éq 4.98})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi ser} = -\frac{4,466 \times 16,84(\cos 2,365 - \cos 23,444)}{\sin^2 23,444} - 3,114 \times \frac{\sin 2,365}{\sin^2 23,444} \\ N_{\theta ser} = 4,466 \times 16,84 \left(\frac{\cos 2,365 - \cos 23,444}{\sin^2 23,444} - \cos 23,444 \right) + 3,114 \times \frac{\sin 2,365}{\sin^2 23,444} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi ser} = -40,746 \text{ kN/m} \\ N_{\theta ser} = -26,204 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Bord supérieur $\varphi = \varphi_0$

$$\begin{cases} N_{\varphi} = -\frac{P}{\sin \varphi} \\ N_{\theta} = -p \cdot R_C \cdot \cos \varphi + \frac{P}{\sin \varphi} \end{cases} \quad (\text{Éq 4.99})$$

A l'ELU

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi u} = -\frac{P_u}{\sin \varphi} \\ N_{\theta u} = -p \cdot R_C \cdot \cos \varphi + \frac{P_u}{\sin \varphi} \end{cases} \quad (\text{Éq 4.100})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi u} = -\frac{4,292}{\sin 2,365} \\ N_{\theta u} = -6,179 \times 16,84 \times \cos 2,365 + \frac{4,292}{\sin 2,365} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi u} = -\frac{4,292}{\sin 2,365} \\ N_{\theta u} = -6,179 \times 16,84 \times \cos 2,365 + \frac{4,292}{\sin 2,365} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi u} = -104,683 \text{ kN/m} \\ N_{\theta u} = 0,733 \text{ kN/m} \end{cases}$$

A l'ELS

$$\begin{cases} N_{\varphi ser} = -\frac{P_{ser}}{\sin \varphi} \\ N_{\theta ser} = -p \cdot R_C \cdot \cos \varphi + \frac{P_{ser}}{\sin \varphi} \end{cases} \quad (\text{Éq 4.101})$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi ser} = -\frac{3,114}{\sin 2,365} \\ N_{\theta ser} = -4,466 \times 16,84 \times \cos 2,365 + \frac{3,114}{\sin 2,365} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\varphi ser} = -75,951 \text{ kN/m} \\ N_{\theta ser} = 0,819 \text{ kN/m} \end{cases}$$

Tableau 4.24: Valeurs des efforts suivant les méridiens et suivant les parallèles

Efforts	Bord inférieur		Bord supérieur	
	ELU	ELS	ELU	ELS
N_φ en kN/m	-56,379	-40,746	-104,683	-75,951
N_θ en kN/m	-36,259	-26,204	0,733	0,819

On constate clairement que les efforts calculés sont des efforts de compression et de traction (au bord supérieur). Dans la suite les calculs de ferrailage se feront à l'ELU et à l'ELS.

b. Ferrailage de la coupole

La coupole sera ferrailée suivant les méridiens et les parallèles afin de pouvoir reprendre respectivement les efforts N_φ et N_θ . Pour les calculs, nous avons considéré une section d'un mètre de largeur et de hauteur (égale à l'épaisseur de la coupole) 0,12m.

Calcul de l'armature suivant les méridiens

L'effort sollicitant la coupole suivant les méridiens est un effort de compression maximum au bord supérieur, à l'encastrement du lanterneau à l'ELU, $N_{\varphi u} = 104,683 \text{ kN/m}$.

La section des aciers est donnée par :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_{\varphi u}}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \quad (\text{Éq 4.102})$$

Avec :

α : facteur réducteur affectant $N_{\varphi u}$; $\alpha = 1$

B_r : section réduite de béton ; $B_r = (b - 0,02)(h - 0,02)$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{1,15}{500 \cdot 10^3} \times \left[\frac{104,683}{1} - \frac{(1 - 0,02)(0,12 - 0,02) \times 25 \cdot 10^3}{0,9 \times 1,5} \right]$$

$$A_s \geq -0,003933 \text{ m}^2/\text{m}$$

$A_s \geq -39,33 \text{ cm}^2/\text{m}$. On devra disposer d'une section d'armature minimale :

Dans ce cas, $A_s = A_{min}$

$$A_{min} = \max \left(4U, \frac{2B}{1000} \right) \text{ cm}^2,$$

Avec :

U : le périmètre moyen de la voile exprimé en "m".

$4U(\text{cm}^2) = 4(\text{cm}^2/\text{m}) \cdot U(\text{m})$ [(4 cm²) d'acier par mètre de pourtour]

$$U = 2(b + h) = 2(1 + 0,12) = 2,24 \text{ m}$$

B : la section totale du béton

$$B = b \times h = 1 \times 0,12 = 0,12 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } A_{min} = \max \left(4 \times 2,24; \frac{2 \times 0,12}{1000} \right) = \max (8,96 \text{ cm}^2/\text{m}; 1,2 \text{ cm}^2/\text{m})$$

D'où $A_{min} = 8,96 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Prenons 12HA10 totalisant 9,425 cm² disposés en double nappe soit 6HA10=4,721 cm²/m en nappe supérieure et 6HA10=4,712 cm²/m en nappe inférieure conformément au fascicule 74 qui demande de prévoir deux (02) lits d'armatures si l'épaisseur est égale ou supérieure à 12 cm.

○ **Espacement**

$$S_t \leq \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \\ 15\phi_l \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 12 + 10 \text{ cm} = 22 \text{ cm} \\ 15 \times 1 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Prenons $S_t = 15 \text{ cm}$

Calcul de l'armature suivant les parallèles

L'effort sollicitant la coupole suivant les parallèles est un effort de compression maximum au bord inférieur, à l'encastrement de la ceinture supérieure à l'ELU, $N_{\theta u} = 36,259 \text{ kN/m}$ et un effort de traction maximum au bord supérieur

$$N_{\theta u} = 0,733 \text{ kN/m} \text{ et } N_{\theta ser} = 0,819 \text{ kN/m}.$$

• **Effort de compression :**

La section des aciers est donnée par :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_{\phi u}}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right] \quad (\text{Éq 4.103})$$

Avec :

α : facteur réducteur affectant $N_{\phi u}$; $\alpha = 1$

B_r : section réduite de béton ; $B_r = (b - 0,02)(h - 0,02)$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{1,15}{500 \cdot 10^3} \times \left[\frac{36,259}{1} - \frac{(1 - 0,02)(0,12 - 0,02) \times 25 \cdot 10^3}{0,9 \times 1,5} \right]$$

$$A_s \geq -0,004090 \text{ m}^2/\text{m}$$

$A_s \geq -40,90 \text{ cm}^2/\text{m}$. On devra disposer d'une section d'armature minimale :

Dans ce cas, $A_s = A_{min}$

$$A_{min} = \max \left(4U, \frac{2B}{1000} \right) \text{ cm}^2,$$

Avec :

U : le périmètre moyen de la voile exprimé en "m".

$4U(\text{cm}^2) = 4(\text{cm}^2/\text{m}) \cdot U(\text{m})$ [(4 cm²) d'acier par mètre de pourtour]

$$U = 2(b + h) = 2(1 + 0,12) = 2,24 \text{ m}$$

B : la section totale du béton

$$B = b \times h = 1 \times 0,12 = 0,12 \text{ m}^2$$

Donc : $A_{min} = \max \left(4 \times 2,24; \frac{2 \times 0,12}{1000} \right) = \max (8,96 \text{ cm}^2/\text{m}; 1,2 \text{ cm}^2/\text{m})$

D'où $A_{min} = 8,96 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Choix : Prenons 12HA10 totalisant $9,425 \text{ cm}^2$ disposés en double nappe soit 6HA10= $4,721 \text{ cm}^2/\text{m}$ en nappe supérieure et 6HA10= $4,712 \text{ cm}^2/\text{m}$ en nappe inférieure.

○ **Espacement**

$$S_t \leq \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \\ 15\phi_l \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 12 + 10 \text{ cm} = 22 \text{ cm} \\ 15 \times 1 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Prenons $S_t = 15 \text{ cm}$

● **Effort de traction :**

La fissuration est très préjudiciable, donc, il y a deux calculs à faire

A l'ELU :

$$A_u \geq \frac{N_{\theta u}}{\sigma_{sc}} \Rightarrow \frac{0,733 \times 10^{-3}}{348} = 2,106. 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m} \quad (\text{Éq 4.104})$$

A l'ELS :

$$A_{ser} \geq \frac{N_{\theta ser}}{\sigma_s} \Rightarrow \frac{0,819 \times 10^{-3}}{200} = 4,095. 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m} \quad (\text{Éq 4.105})$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq B. \frac{f_{t28}}{f_e}, \text{ avec B la section du béton}$$

$$A_{min} \geq (1 \times 0,12) \frac{2,10}{500} = 0,000504 \text{ m}^2/\text{m}$$

Donc, $A_s = \max (A_u; A_{ser}; A_{min})$

Donc $A_s = A_{min} = 0,000504 \text{ m}^2/\text{m} = 5,04 \text{ cm}^2/\text{m}$

Prenons 7HA10 totalisant $5,498 \text{ cm}^2/\text{m}$

$S_t = 15 \text{ cm}$

4.6.3. Calcul de la ceinture circulaire supérieure

On considère la ceinture comme étant une poutre circulaire (b x h) reposant sur le voile du réservoir, elle est conçue pour résister à l'effort de traction produit à la base de la coupole.

Calcul des efforts

$$\sin \varphi = \frac{6,70}{16,84} \Rightarrow \varphi = \sin^{-1} \left(\frac{6,70}{16,84} \right) = 23,444^\circ$$

$$N_\varphi = \frac{-PR_c}{1+\cos \varphi}; \text{ avec P en kN/m} \quad (\text{Éq 4.106})$$

Sous le poids de la coupole et le poids propre de la ceinture

$$N_{\varphi G} = \frac{-P_p \times R_C}{1 + \cos \varphi} \quad (\text{Éq 4.107})$$

Avec :

$$P_p = \frac{P_{\text{coupole}} + P_{\text{ceinture}} + P_{\text{acrotère}}}{\pi \times D_{\text{moyen}}} \Rightarrow \frac{509,750 + 110,297 + 297,319}{\pi \times 13,61}$$

$$\Rightarrow P_p = 21,455 \text{ kN/m}$$

$$N_{\varphi G} = \frac{-21,455 \times 16,84}{1 + \cos 23,444} \Rightarrow N_{\varphi G} = -361,307 \text{ kN/m}$$

Sous la charge d'exploitation Q :

$$N_{\varphi Q} = \frac{-1 \times 16,84}{1 + \cos 23,444} \Rightarrow N_{\varphi Q} = -0,394 \text{ kN/m}$$

A l'ELU, on a : $N_{\varphi u} = 1,35 \times 361,307 + 1,5 \times 0,394$

$$\Rightarrow N_{\varphi u} = 488,355 \text{ kN/m}$$

A l'ELS, on a : $N_{\varphi ser} = 361,307 + 0,394$

$$\Rightarrow N_{\varphi ser} = 361,701 \text{ kN/m}$$

Soit N_H l'effort suivant le méridien

$$N_H = N_{\varphi} \cdot \cos \varphi$$

Donc l'effort de traction dans la ceinture est :

$$N_T = N_H \cdot R_C = N_{\varphi} \cdot \cos \varphi \cdot R_C$$

A l'ELU :

$$N_u = N_{\varphi u} \cdot \cos \varphi \cdot R_C = 488,355 \times \cos 23,444 \times 16,84$$

$$N_u = 7545,010 \text{ kN/m}$$

$$A_u \geq \frac{N_u}{\sigma_{sc}} = \frac{7545,010 \cdot 10^{-3}}{348} = 0,002168 \text{ m}^2$$

$$A_u = 21,68 \text{ cm}^2$$

A l'ELS :

$$N_{ser} = N_{\varphi ser} \cdot \cos \varphi \cdot R_C = 361,701 \times \cos 23,444 \times 16,84$$

$$N_{ser} = 5588,225 \text{ kN/m}$$

$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} \Rightarrow \frac{5588,225 \times 10^{-3}}{200} = 0,002794 \text{ m}^2$$

$$A_{ser} = 27,94 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$As_{min} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, \text{ avec } B \text{ la section du béton}$$

$$As_{min} \geq (0,65 \times 0,35) \frac{2,10}{500} = 0,000955 \text{ m}^2$$

$$As_{min} = 9,55 \text{ cm}^2$$

La section théorique retenue sera :

$$A_s = \max (A_u; A_{ser}; As_{min})$$

$$A_s = \max (21,68\text{cm}^2; 27,94\text{cm}^2; 9,55\text{cm}^2)$$

$$A_s = 27,94 \text{ cm}^2$$

Prenons 12HA16+04HA14 totalisant 30,285 cm² réparti tel que :

En nappe supérieure : 1 lit de 4HA16 totalisant 8,042 cm²

A la peau : 1 lit de 4HA14

En nappe inférieure : 2 lits de 4HA16 totalisant 16,085 cm²

Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

4.6.4. Calcul de la paroi inclinée de la cuve

L'étude de la cuve se fera à l'état limite de service en fissuration très préjudiciable car la cuve est en contact permanente avec l'eau.

La cuve est soumise à :

- Son poids propre,
- La poussée de l'eau,
- Le poids du lanterneau, de la coupole et de la ceinture supérieure

dz : obtenu en divisant la hauteur de la cuve en des tranches de 1m du bas vers le haut

y : obtenu en faisant la somme cumulée à mi-hauteur au niveau de chaque tranche du bas vers le haut

$$\tan \alpha = \frac{h}{R_{moy}} \Rightarrow R_{moy} = \frac{h}{\tan \alpha} = \frac{6,25-y}{\tan \alpha}; \text{ avec } \alpha = 45^\circ \quad (\text{Éq 4.108})$$

e : épaisseur droite de la paroi

$$dl = \frac{dz}{\sin \alpha} \quad (\text{Éq 4.109})$$

a. Calcul des charges

Tableau 4.25: Valeurs des dimensions

Tranche	dz(m)	y(m)	R_{moy}	e (m)	dl(m)
1	0,60	0,30	5,95	0,30	0,849
2	1,00	1,10	5,15	0,30	1,414
3	1,00	2,10	4,15	0,30	1,414
4	1,00	3,10	3,15	0,30	1,414

• **Action du poids propre de la cuve**

$$P_g = \gamma_b \cdot e \cdot dl \quad (\text{Éq 4.110})$$

$$N_g = \frac{P_g}{\tan \alpha} ; T_g = \frac{P_g}{\sin \alpha} \quad (\text{Éq 4.111})$$

Avec $\alpha = 45^\circ$, e = épaisseur de la paroi et $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$

Tableau 4.26: Action du poids propre de la cuve

Tranche	dz(m)	e(m)	dl(m)	P_g (kN/m)	N_g (kN/m)	T_g (kN/m)
1	0,60	0,30	0,849	6,368	6,368	9,005
2	1,00	0,30	1,414	10,605	10,605	14,998
3	1,00	0,30	1,414	10,605	10,605	14,998
4	1,00	0,30	1,414	10,605	10,605	14,998

• **Action du poids de l'étanchéité**

$$P_{et} = \gamma_{et} \cdot e \cdot dl$$

$$N_{et} = \frac{P_{et}}{\tan \alpha} ; T_{et} = \frac{P_{et}}{\sin \alpha}$$

Avec $\alpha = 45^\circ$, e = épaisseur de la couche d'étanchéité,

$$\gamma_{et} = 0,5 \text{ kN/m}^2 = 17 \text{ kN/m}^3$$

Tableau 4.27: Action du poids de l'étanchéité

Tranche	dz(m)	e(m)	dl	P_{et} (kN/m)	N_{et} (kN/m)	T_{et} (kN/m)
1	0,60	0,03	0,849	0,433	0,433	0,612
2	1,00	0,03	1,414	0,721	0,721	1,020
3	1,00	0,03	1,414	0,721	0,721	1,020
4	1,00	0,03	1,414	0,721	0,721	1,020

- **Action de la poussée de l'eau**

$$P_e = \gamma_w \cdot z_i \cdot dl$$

$$N_e = \frac{P_e}{\sin \alpha} ; T_e = \frac{P_e}{\tan \alpha}$$

Avec $\alpha = 45^\circ$, $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Tableau 4.28: Action de la poussée de l'eau

Tranche	dz(m)	z _i (m)	dl(m)	P _e (kN/m)	N _e (kN/m)	T _e (kN/m)
1	0,60	0,60	0,849	5,094	7,204	5,094
2	1,00	1,60	1,414	22,624	31,995	22,624
3	1,00	2,60	1,414	36,764	51,992	36,764
4	1,00	3,60	1,414	50,904	71,989	50,904

- **Action de la coupole de couverture**

$$N_{CP} = N_\varphi \left(\cos \varphi + \frac{\sin \varphi}{\tan \alpha} \right) ; T_{CP} = N_\varphi \left(\frac{\sin \varphi}{\sin \alpha} \right) \quad (\text{Éq 4.112})$$

Avec $\alpha = 45^\circ$; $\varphi = 23,444^\circ$; $N_\varphi = N_{\varphi \text{ ser}} = 40,746 \text{ kN/m}$ au bord inférieur

$$\Rightarrow N_{CP} = 40,746 \times \left(\cos 23,444 + \frac{\sin 23,444}{\tan 45} \right) = 53,593 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow T_{CP} = 40,746 \times \left(\frac{\sin 23,444}{\sin 45} \right) = 22,926 \text{ kN/m}$$

- **Action de la ceinture supérieure**

$$N_{csup} = \frac{P_{csup}}{\tan \alpha} ; T_{csup} = \frac{P_{csup}}{\sin \alpha}$$

Avec :

$$\alpha = 45^\circ$$

$$P_{csup} = \frac{P_{ceinture \text{ sup}}}{\pi \times D_{\text{moy ceinture}}} = \frac{297,319}{\pi \times (13,36 + 0,37)} = 6,893 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow N_{csup} = \frac{6,893}{\tan 45} = 6,893 \text{ kN/m}$$

$$\Rightarrow T_{csup} = \frac{6,893}{\sin 45} = 9,748 \text{ kN/m}$$

- **Effort résultant dû à l'action de la coupole et de la ceinture**

Composante horizontale $N'' = (N_{CP} + N_{csup}) \cdot R_{\text{moy}}$

Composante tangentielle $T'' = (T_{CP} + T_{csup}) \cdot 2\pi R_{\text{moy}}$

Avec :

$$R_{moy} = \frac{(13,36 + 0,37)}{2} = 6,865 \text{ m}$$

$$\Rightarrow N'' = (53,593 + 6,893) \times 6,865 = 415,236 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow T'' = (22,926 + 9,748) \times 2 \times \pi \times 6,865 = 1409,362 \text{ kN}$$

b. Calcul des efforts de sollicitations

• ELS

1^{er} cas : Cuve pleine

$$N' = N_g + N_{et} + N_e ; N = N' + R_{moy}$$

$$T' = T_g + T_{et} + T_e ; T = T' \cdot 2\pi R_{moy}$$

$$T_t = T + T''$$

Tableau 4.29: Efforts de sollicitation dans le cas de la cuve pleine à l'ELS

Tranche	$R_{moy}(m)$	$N'(kN/m)$	$N(kN)$	$T'(kN/m)$	$T(kN)$	$Tt(kN)$
1	5,95	14,004	83,327	14,711	549,983	1959,345
2	5,15	43,321	223,105	38,642	1250,380	2659,742
3	4,15	63,318	<u>262,771</u>	52,782	1376,291	<u>2785,653</u>
4	3,15	83,315	262,443	66,922	1324,514	2733,876

2^e cas : Cuve vide

$$N' = N_g + N_{et} ; N = N' + R_{moy}$$

$$T' = T_g + T_{et} ; T = T' \cdot 2\pi R_{moy}$$

$$T_t = T + T''$$

Tableau 4.30: Efforts de sollicitation dans le cas de la cuve vide à l'ELS

Tranche	$R_{moy}(m)$	$N'(kN/m)$	$N(kN)$	$T'(kN/m)$	$T(kN)$	$Tt(kN)$
1	5,95	6,800	40,463	9,617	359,544	1768,906
2	5,15	11,326	58,330	16,018	518,303	1927,665
3	4,15	11,326	47,003	16,018	417,662	1827,024
4	3,15	11,326	35,677	16,018	317,020	1726,382

• ELU

1^{er} cas : Cuve pleine

Tableau 4.31: Effort de sollicitation dans le cas de la cuve pleine à l'ELU

Tranche	$R_{moy}(m)$	$N'(kN/m)$	$N(kN)$	$T'(kN/m)$	$T(kN)$	$Tt(kN)$
1	5,95	19,802	117,824	20,802	777,676	2187,038
2	5,15	61,256	315,470	54,639	1768,037	3177,399
3	4,15	89,532	371,558	74,633	1946,076	3355,438
4	3,15	117,808	371,095	94,627	1872,863	3282,225

2^e cas : Cuve vide

Tableau 4.32: Effort de sollicitation dans le cas de la cuve vide à l'ELU

Tranche	$R_{moy}(m)$	$N'(kN/m)$	$N(kN)$	$T'(kN/m)$	$T(kN)$	$Tt(kN)$
1	5,95	9,616	57,215	13,599	508,395	1917,757
2	5,15	16,015	82,478	22,649	732,881	2142,243
3	4,15	16,015	66,463	22,649	590,574	1999,936
4	3,15	16,015	50,448	22,649	448,267	1857,629

Le béton de la cuve sera en contact permanent avec l'eau, la fissuration est donc très préjudiciable, la suite des calculs se fera à l'ELS seulement et les sollicitations sont plus importantes dans le cas de la cuve pleine qui est le cas le plus défavorable.

c. Calcul de ferrailage

L'effort horizontale N sera repris par un ferrailage transversal (cerces) et l'effort suivant la génératrice T par un ferrailage longitudinal.

• **Calcul des armatures transversales (cerces)**

$$A_s = \max (A_{ser}; A_{smin})$$

$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}, \text{ avec } \bar{\sigma}_s = 200MPa \quad (\text{Éq 4.113})$$

D'après la condition de non fragilité :

$$A_{smin} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, \text{ avec } B = dl \cdot e$$

$$\Rightarrow A_{smin} \geq dl \cdot e \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Éq 4.114})$$

Tableau 4.33: Armatures transversales dans la cuve

Tranche	e (m)	dl (m)	N (MN)	A_{ser} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix (U)	$A_{s \text{ réel}}$ (cm ²)
1	0,30	0,849	0,083	4,166	10,697	10,697	07HA14	10,776
2	0,30	1,414	0,223	11,155	17,816	17,816	12HA14	18,473
3	0,30	1,414	0,263	13,139	17,816	17,816	12HA14	18,473
4	0,30	1,414	0,262	13,122	17,816	17,816	12HA14	18,473

Vérification des contraintes limites du béton dans l'acier

$$\begin{cases} \sigma_{bt} = \frac{N}{15A_{s\text{ réel}+B}} \leq \bar{\sigma}_{bt} \\ \sigma_s = \frac{N}{A_{s\text{ réel}}} \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}; \bar{\sigma}_{bt} = 1,1\theta f_{t28} = 1,1 \times 1 \times 2,1 = 2,31 \text{ MPa (Éq 4.115)}$$

Tableau 4.34: Contraintes limites du béton et de l'acier

Tranche	N (MN)	A _S (cm ²)	A _S réel (cm ²)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	B (m ²)	σ_{bt} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bt}$ (MPa)
1	0,083	10,697	10,776	200	77,329	0,255	0,308	2,31
2	0,223	17,816	18,473	200	120,776	0,424	0,494	2,31
3	0,263	17,816	18,473	200	142,249	0,424	0,581	2,31
4	0,262	17,816	18,473	200	142,072	0,424	0,581	2,31

- **Calcul des armatures longitudinales**

La cuve est soumise à la compression suivant ses génératrices

- Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma_{ser} = \frac{T}{2.\pi.R_{moy}.e} \quad (\text{Éq 4.116})$$

$$\sigma_{ser} = \frac{2785,683.10^{-3}}{2 \times \pi \times 3,15 \times 0,30} = 0,469 \text{ MPa}$$

- Calcul de la contrainte admissible

D'après le fascicule 74, on a :

$$\sigma_{adm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_0+0,55}{3} f_{c28} \\ \frac{130h_0}{D} \sqrt[3]{f_{c28}} \end{array} \right. \quad (\text{Éq 4.117})$$

Avec :

h_0 : l'épaisseur de la tour

D : le diamètre de la tour

$$\sigma_{adm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,30 + 0,55}{3} \times 25 \\ \frac{130 \times 0,30}{3,15 \times 2} \sqrt[3]{25} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{adm} \leq \min \begin{cases} 7,083 \text{ MPa} \\ 19,006 \text{ MPa} \end{cases}$$

On constate que $\sigma_{ser} = 0,469 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 7,083 \text{ MPa}$, alors la paroi sera armée conformément aux dispositions constructives du fascicule 74.

$$\frac{A_s}{100h_0} \geq 0,25\% \Rightarrow A_s \geq 0,25\% \times 100h_0$$

$$A_s \geq \frac{0,25}{100} \times 100 \times 30 = 7,5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Prenons 12HA12 totalisant 13,57 cm²/m

L'épaisseur du voile étant supérieure à 15 cm, conformément au fascicule 74 on aura deux nappes d'aciers. D'où la section d'acier vaut deux nappes de 6HA12 espacés de 15 cm totalisant 6,79 cm²/m

4.6.5. Calcul de la cheminée

La cheminée est sollicitée par son poids propre d'une part et part la pression hydrostatique qui s'applique à sa paroi. Elle travaille en compression. On vérifie que le béton peut résister à cet effort et on armera la cheminée à l'aide des armatures transversales et longitudinales. Les armatures étant plutôt destinées à empêcher le retrait et la fissuration qu'à assurer la résistance proprement dite.

a. Calcul des charges

- **Action de la poussée de l'eau**

$$P_e = \gamma_w \times h = 10 \times 3,6 = 36 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{e/m} = P_e \times R_{\text{moy/cheminée}} = 36 \times 0,875 = 31,5 \text{ kN/m}$$

- **Action du poids propre de la cheminée**

$$P_{p/m} = \frac{P_{\text{cheminée}}}{\pi \times D_{\text{moy}}} = \frac{166,765}{\pi \times 1,625} = 32,666 \text{ kN/m}$$

b. Calcul du ferraillage

La voile de la cheminée est soumise à un effort horizontal de compression dû à la pression de l'eau, le calcul se fera donc à l'ELS pour une section de (0,25m x 1m)

- **Calcul des armatures transversales (cerces)**

$$A_s = \max (A_{\text{ser}}; A_{s_{\text{min}}})$$

$$A_{\text{ser}} \geq \frac{P_{e/m} + P_{p/m}}{\bar{\sigma}_s}, \text{ avec } \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{ser}} \geq \frac{(31,5 + 32,666) \cdot 10^{-3}}{200} = 0,0003208 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{ser}} = 3,21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

D'après la condition de non fragilité :

$$A_{s_{\text{min}}} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}, \text{ avec } B = h \cdot e$$

$$A_{s_{\text{min}}} \geq (1 \times 0,25) \frac{2,1}{500} = 0,00105 \text{ m}^2$$

$$A_{S_{min}} = 10,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \max(3,21 \text{ cm}^2/\text{m}; 10,50 \text{ cm}^2/\text{m}) = 10,50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Prenons 14HA10 totalisant 11,06 cm²/m disposées en double nappe de 7HA10 totalisant 5,53 cm²/m.

• Calcul des armatures longitudinales

La voile est soumise à un effort de compression suivant sa hauteur

- Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma_{ser} = \frac{T}{2 \cdot \pi \cdot R_{moy} \cdot e} = \frac{(31,5 + 32,666) \times 0,875 \cdot 10^{-3}}{2 \times \pi \times 0,875 \times 0,25} = 0,041 \text{ MPa}$$

- Calcul de la contrainte admissible

D'après le fascicule 74, on a :

$$\sigma_{adm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_0 + 0,55}{3} f_{c28} \\ \frac{130h_0}{D} \sqrt[3]{f_{c28}} \end{array} \right. \quad (\text{Éq 4.118})$$

Avec :

h_0 : l'épaisseur de la voile

D : le diamètre de la cheminée

$$\sigma_{adm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,25 + 0,55}{3} \times 25 \\ \frac{130 \times 0,25}{0,875 \times 2} \sqrt[3]{25} \end{array} \right. \Rightarrow \sigma_{adm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 6,667 \text{ MPa} \\ 54,303 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On constate que $\sigma_{ser} = 0,041 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 6,667 \text{ MPa}$, alors la paroi sera armée conformément aux dispositions constructives du fascicule 74.

$$\frac{A_s}{100h_0} \geq 0,25\% \Rightarrow A_s \geq 0,25\% \times 100h_0 \quad (\text{Éq 4.119})$$

$$A_s \geq \frac{0,25}{100} \times 100 \times 25 = 6,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix : Prenons 14HA8 totalisant 7,037 cm²/m

L'épaisseur du voile étant supérieure à 15 cm, conformément au fascicule 74 on aura deux nappes d'aciers. D'où la section d'acier vaut deux nappes de 7HA8 espacés de 15 cm totalisant 3,519 cm²/m.

4.6.6. Calcul de la dalle du fond de la cuve

La dalle du fond de cuve est considérée comme une dalle circulaire s'appuyant sur ses contours par une ceinture inférieure et se reposant sur la tour. Elle est soumise au poids de la cheminée, au poids

de l'eau et à son poids propre. La dalle étant en contact permanemment avec l'eau, la fissuration est très préjudiciable et par conséquent les calculs se feront à l'ELS. Pour le dimensionnement on assimilera la dalle à une dalle carrée de côté égal au diamètre de la dalle circulaire.

Calcul des charges

- Charge permanente surfacique G

$$G = P_{\text{dalle}} + P_{\text{cheminée}} \Rightarrow \gamma_b(h + e_{\text{fond dalle}} + e_{\text{dalle cheminée}}) + \gamma_{mo}(h + e_{\text{étancheité}})$$

$$G = 25 \times (3,4 + 0,5 + 0,20) + 24 \times (3,4 + 0,03)$$

$$G = 184,820 \text{ kN/m}^2$$

- Charges variable surfacique Q (due au poids de l'eau)

$$Q = \gamma_w \times h = 10 \times 3,6 = 36 \text{ kN/m}^2$$

- Calcul de P_{ser}

$$P_{ser} = G + Q = 184,820 + 36 = 220,820 \text{ kN/m}^2$$

Calcul du paramètre α

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5,80}{5,80} = 1$$

$\Rightarrow \alpha > 0,4$ alors la dalle porte dans les deux sens. Le calcul se conduira comme une poutre rectangulaire de largeur 1m et de hauteur 0,50m

- **Calcul des sollicitations** (Moments fléchissant)

A l'ELS

Calcul de $M_{ox_{ser}}$ et $M_{oy_{ser}}$

$$M_{ox_{ser}} = \mu_x \cdot P_{ser} \cdot l_x^2 \quad (\text{Éq 4.120})$$

$$\text{Avec : } \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,037$$

$$M_{ox_{ser}} = 0,037 \times 220,820 \times 5,80^2 = 274,850 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{oy_{ser}} = \mu_y \cdot M_{ox_{ser}} \quad (\text{Éq 4.121})$$

$$\text{Avec : } \mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) = 1^3(1,9 - 0,9 \times 1) = 1$$

$$M_{oy_{ser}} = 1 \times 274,850 \text{ kN.m/m}$$

Suivant x comme suivant y les moments sont les mêmes

Calcul de M_{rb}

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \overline{\alpha_1} \left(1 - \frac{\overline{\alpha_1}}{3} \right) b_0 d^2 \overline{\sigma_{bc}} \quad (\text{Éq 1.122})$$

$$\text{Avec : } b_0 = 1\text{m} ; \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} ; \overline{\sigma_s} = 200\text{MPa}$$

$$\overline{\alpha_1} = \frac{15 \times \overline{\sigma_{bc}}}{15 \times \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0,529$$

$$d = 0,9 \times 0,5 = 0,45m$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 0,529 \times \left(1 - \frac{0,529}{3}\right) \times 1 \times 0,45^2 \times 15 \times 10^3 = 661,749 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{rb} = 661,749 \text{ kN.m/m} > M_{ox_{ser}} = M_{oy_{ser}} = 274,850 \text{ kN.m/m}.$$

Alors on n'a pas besoin d'armatures comprimées.

- **Calcul de l'armature**

$$A_{ser} = \frac{M_{rser}}{z_{b1} \cdot \sigma_s} \quad (\text{Éq 4.123})$$

Avec :

$$\overline{z_{b1}} = \frac{15}{16} d \cdot \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} \text{ et } \mu_s = \frac{M_{rser}}{b_0 d^2 \sigma_s} = \frac{274,850 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 200} = 0,007$$

$$\Rightarrow \overline{z_{b1}} = \frac{15}{16} \times 0,45 \times \frac{40 \times 0,007 + 1}{54 \times 0,007 + 1} = 0,399m$$

$$A_{ser} = \frac{274,850 \times 10^{-3}}{0,399 \times 200} = 0,003444 \text{ m}^2/m$$

$\mu_s = 0,007 > 0,0018$. Alors il n'y a pas de vérification de section minimale d'armature A_{min} .

Choix :

Prenons 10HA16+10HA14 totalisant 35,499 cm²/m espacées de 10 cm réparti tel que :

10HA16 en nappe supérieure totalisant 20,106 cm²/m et 10HA14 en nappe inférieure totalisant 15,393 cm²/m.

Les appuis de la cheminée exercent une compression sur la dalle de fond, donc ils seront renforcés par les aciers chapeaux de même diamètre.

- **Calcul des armatures chapeaux**

$$L_{chap} = \max \left[\max \left(\frac{1}{4} (lx; ly) \right); 40 \times \theta \right] \quad (\text{Éq 4.124})$$

$$L_{chap} = \max \left[\max \left(\frac{1}{4} (5,9; 5,9) \right); 40 \times 0,02 \right]$$

$$L_{chap} = \max [\max (1,475); 0,8]$$

$$L_{chap} = 1,475 \text{ m}$$

4.6.7. Calcul de la ceinture d'appui

La ceinture d'appui est une poutre annulaire soumise à des :

Charges permanentes

- Poids propre de la ceinture d'appui
- Effet transmis par la cuve tronconique
- Poids de la cheminée
- Poids de la ceinture supérieure
- Poids de la coupole de couverture
- Poids du lanterneau

Charges variables

- Surcharges d'exploitation
- Poids de l'eau

Dans notre cas, le réservoir repose sur une tour alors la ceinture inférieure est une simple poutre de rigidité qu'on armera à la compression simple. La résultante des efforts verticaux est transmise directement à la tour donc seule la composante horizontale de l'effort transmis par la cuve tronconique sera utilisée pour le calcul à la compression.

a. Calcul des efforts

• Calcul des efforts horizontaux

Soit H , l'effort horizontale transmis par la cuve,

$$H = T \cos \alpha ; C = H R_{moy}$$

$$T(kN/m) = \frac{T(kN)}{2\pi R_{moy}} \quad (\text{Éq 4.125})$$

Avec :

R_{moy} : Rayon moyen au centre de gravité de la ceinture

$$R_{moy} = 2,65 + 0,25 = 2,90 \text{ m}$$

Tableau 4.35: Calcul de l'effort horizontal

Effort	Cuve pleine		Cuve vide	
	ELU	ELS	ELU	ELS
T(kN)	3355,438	2785,653	2142,243	1927,665
T(kN/m)	184,150	152,879	117,568	105,792
H(kN/m)	130,214	108,102	83,133	74,806
C(kN)	377,619	313,496	241,087	216,939

• Calcul des efforts verticaux

$$V_T = 2\pi R_{moy} V_2 + V_1 + P_{ceinture} ; V_2 = T \sin \alpha$$

V_1 : Charge verticale agissant sur la dalle du fond de cuve

Tableau 4.36: Calcul des efforts verticaux

Effort	Cuve pleine		Cuve vide	
	ELU	ELS	ELU	ELS
T(kN)	3355,438	2785,653	2142,243	1927,665
T(kN/m)	184,150	152,879	117,568	105,792
V₁ (kN)	209,378	176,117	133,675	121,873
V₂ (kN/m)	130,214	108,102	83,133	74,806
V_T (kN)	2809,796	2373,636	1876,235	1712,703

b. Calcul des armatures

• Calcul des armatures principales

La ceinture est soumise à la compression, la section d'armature est donnée par :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right]$$

Avec :

$$N_u = C = 377,619 \text{ m}^2$$

α : facteur réducteur affectant N_u ; $\alpha = 1$

B_r : section réduite de béton ; $B_r = (b - 0,02)(h - 0,02)$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{1,15}{500} \times \left[\frac{377,619 \times 10^{-3}}{1} - \frac{(0,50 - 0,02)(1 - 0,02) \times 25}{0,9 \times 1,5} \right]$$

$A_s \geq -0,01872 \text{ m}^2$. On devra disposer d'une section d'armature minimale :

Dans ce cas, $A_s = A_{min}$

$$A_{min} = \max \left(4U, \frac{2B}{1000} \right) \text{ cm}^2 ,$$

Avec :

U : le périmètre moyen de la ceinture exprimé en "m".

$4U(\text{cm}^2) = 4(\text{cm}^2/\text{m}) \cdot U(\text{m})$ [(4 cm²) d'acier par mètre de pourtour]

$$U = 2(b + h) = 2(1 + 0,50) = 3,00 \text{ m}$$

B : la section totale du béton

$$B = b \times h = 1 \times 0,50 = 0,50 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } A_{min} = \max \left(4 \times 3,00; \frac{2 \times 0,50}{1000} \right) = \max (12 \text{ cm}^2/\text{m}; 10 \text{ cm}^2/\text{m})$$

D'où $A_{min} = 12 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Choix : Prenons 12HA14 totalisant 18,47 cm²/m.

○ **Espacement**

$$S_t \leq \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \\ 15\phi_l \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 12 + 10 \text{ cm} = 22 \text{ cm} \\ 15 \times 1 \text{ cm} = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Prenons $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

4.6.8. Calcul de la tour

La tour est de forme cylindrique et est considérée comme un voile en béton armé. Sa hauteur étant de 12m, elle sera calculée comme un poteau évidé encastré en pied et articulé en tête.

a. Calcul des charges

La tour est soumise aux charges permanentes **G** que sont :

- Poids du lanterneau : 11,328 kN
- Poids de la coupole : 509,750 kN
- Poids acrotère : 110,297 kN
- Poids de la ceinture supérieure : 297,319 kN
- Poids de la cuve tronconique : 1341,845 kN
- Poids de la cheminée : 166,765 kN
- Poids de la dalle du fond de la cuve : 360,462 kN
- Poids de la ceinture inférieure : 227,765 kN
- Poids de la tour : 2303,960 kN
- Poids de la chape : 120 kN
- Poids des équipements : 50 kN

Totalisant : G=5499,491 kN

La tour est également soumise aux charges variables **Q** que sont :

- Poids de l'eau contenu dans la cuve jusqu'au plus hautes eaux : 2600,51 kN
- Charge d'entretien sur dalle lanterneau : 2,835 kN
- Charge d'entretien sur coupole de couverture : 217,605 kN
- Charge sur les dalles intermédiaires : 505,25 kN
- Charges sur les escaliers : 78 kN

Totalisant : Q=3404,200 kN

- **Combinaison des charges**

A l'ELU

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 1,35 \times 5499,491 + 1,5 \times 3404,200$$

$$P_u = 12530,613 \text{ kN}$$

A l'ELS

$$P_{ser} = G + Q$$

$$P_{ser} = 5499,491 + 3404,200$$

$$P_{ser} = 8903,691 \text{ kN}$$

- b. Ferrailage de la tour**

- Longueur de flambement

La voile est comme un poteau encastré à une extrémité et articulé à l'autre. On a :

$$l_f = 0,7l_0, \text{ Avec } l_0 = 12 \text{ m, on a :}$$

$$l_f = 0,7 \times 12 = 8,4 \text{ m}$$

- L'élancement

C'est le rapport de la longueur de flambement au rayon de giration minimale de la section droite du béton.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}, \text{ et } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

I : le moment d'inertie de la section du béton par rapport à l'axe passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ; $I = \frac{\pi(D^2-d^2)}{64 \times 6} \times 3$ (a)

B : la section du béton ; $B = \frac{\pi(D^2-d^2)}{4 \times 6} \times 3$ (b)

De (a) et (b) on :

$$i = \frac{1}{4} \sqrt{D^2 + d^2} \Rightarrow i = \frac{1}{4} \sqrt{6,30^2 + 5,70^2} = 2,123 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{8,4}{2,123} = 3,957$$

- **Calcul des armatures longitudinales (armatures principales)**

L'effort normale ultime appliqué sur la voile (N_u) doit équilibrer l'effort normale ultime limite (N_{ulim}). C'est-à-dire : $N_u \leq N_{ulim}$

$$N_u \leq N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right]$$

Avec :

α : le facteur réducteur affectant N_{ulim} qui tient compte des effets du second ordre que l'on a négligés.

$$\lambda = 3,957 \leq 50 \text{ alors } \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,848$$

B_r : la section réduite du béton pour tenir compte de la sensibilité aux défauts d'exécution obtenu en retirant 1cm du béton sur tout le pourtour du poteau.

$$B_r = \frac{\pi}{4 \times 6} [(D - 0,02)^2 - (d - 0,02)^2] \times 3$$

$$B_r = \frac{\pi}{4 \times 6} [(6,30 - 0,02)^2 - (5,70 - 0,02)^2] \times 3 = 2,818 \text{ m}^2$$

Posons :

$$A_s \geq \frac{1,15}{500} \left[\frac{12530,613 \times 10^{-3}}{0,849} - \frac{2,818 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right]$$

$$\Rightarrow A_s \geq -0,0861 \text{ m}^2 < 0$$

A_s négative, le béton n'a pas besoin d'armature, mais pour des raisons de disposition constructive dans ce cas on prend la section du ferrailage minimale.

$$A_{min} = \max \left(4U, \frac{2B}{1000} \right) \text{ cm}^2,$$

Avec :

U : le périmètre moyen de la voile exprimé en "m".

$4U(\text{cm}^2) = 4(\text{cm}^2/\text{m}) \cdot U(\text{m})$ [(4 cm²) d'acier par mètre de pourtour]

$$U = \frac{\pi(D + d)}{2 \times 6} \times 3 = \frac{\pi(6,30 + 5,70)}{12} \times 3 = 9,425 \text{ m}$$

B : la section totale du béton

$$B = \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4 \times 6} \times 3 = \frac{\pi(6,30^2 - 5,70^2)}{24} \times 3 = 2,827 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } A_{min} = \max \left(4 \times 9,425; \frac{2 \times 2,827}{1000} \right)$$

$$\Rightarrow A_{min} = \max (37,7 \text{ cm}^2; 56,54 \text{ cm}^2)$$

d'où $A_s = A_{min} = 56,54 \text{ cm}^2$

Choix : Prenons 50HA12 totalisant 56,55 cm² disposés en double nappe pour une tranche de voile

➤ **Calcul des armatures transversales (cercles)**

Les armatures transversales sont prévues pour empêcher les armatures longitudinales de flamber. On choisit le diamètre des armatures transversales tel que :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

○ **Espacement**

$$S_t \leq \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} \\ 15\phi_l \end{cases} \Rightarrow \min \begin{cases} 40 \text{ cm} \\ 30 + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm} \\ 15 \times 1,2 \text{ cm} = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Prenons $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification à l'ELS**

D'après la condition, on a : $\sigma_{ser} \leq \sigma_{adm}$

• **Calcul de la contrainte de compression dans le béton à l'ELS σ_{ser}**

$$\sigma_{ser} = \frac{P_{ser}}{B}$$

Avec : B étant l'aire de la section du béton

$$\sigma_{ser} = \frac{8903,691 \times 10^{-3}}{2,827} = 3,150 \text{ MPa}$$

• **Calcul de la contrainte limite ultime**

D'après le fascicule 74, on a :

$$\sigma_{adm} \leq \min \begin{cases} \frac{h_0 + 0,55}{3} f_{c28} \\ \frac{130h_0}{D} \sqrt[3]{f_{c28}} \end{cases}$$

Avec :

h_0 : l'épaisseur de la tour

D: le diamètre de la tour

$$\sigma_{adm} \leq \min \begin{cases} \frac{0,30 + 0,55}{3} \times 25 \\ \frac{130 \times 0,30}{3 \times 2} \sqrt[3]{25} \end{cases} \Rightarrow \sigma_{adm} \leq \min \begin{cases} 7,083 \text{ MPa} \\ 19,006 \text{ MPa} \end{cases}$$

On constate que $\sigma_{ser} = 3,150 \text{ MPa} < \sigma_{adm} = 7,083 \text{ MPa}$, la condition est vérifiée.

Au niveau des ouvertures, le fascicule 74 stipule que la transmission des efforts s'effectue correctement par un renforcement des armatures et éventuellement par une poutraison. Dans notre cas nous avons prévu des entretoises que nous dimensionnerons par la suite.

4.6.9. Calcul des entretoises

En considérant la hauteur totale de la tour, nous avons trois entretoises. Elles permettent de raidir transversalement la tour et de servir de renfort surtout au niveau des ouvertures. Elles sont dimensionnées comme des poutres annulaires soumises à leurs poids propres et sollicitées en flexion. Les calculs se feront à l'ELU

a. Calcul des sollicitations

Calcul du moment

$$M = \frac{Pl^2}{8} \quad (\text{Éq 4.126})$$

Avec :

$$l = \pi \frac{(D + d)}{2} = \pi \frac{(6,30 + 5,70)}{2} = 18,850 \text{ m}$$

$$P_u = 1,35 \frac{P}{l} = \frac{70,686}{18,850} = 5,062 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{5,062 \times 18,850^2}{8}$$

$$M_u = 224,848 \text{ kN.m}$$

$$P_{ser} = \frac{P}{l} = \frac{70,686}{18,850} = 3,750 \text{ kN/m}$$

$$M_{ser} = \frac{3,750 \times 18,850^2}{8} = 166,557 \text{ kN.m}$$

b. Calcul du ferrailage

Calcul de γ

Avec : $M_{ru} = 10,66 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m/m}$ et $M_{rser} = 73,15 \cdot 10^{-5} \text{ MN.m/m}$

$$\gamma = \frac{224,848}{166,557} \Rightarrow \gamma = 1,350$$

Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}}$$

Avec : $\theta = 1$; $d = 0,9h \rightarrow 0,9 \times 0,5 = 0,45\text{m}$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1 \times 1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{224,848 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,261$$

Calcul de μ_{lu}

$$10^4 \mu_{lu} = 3220\theta\gamma + 51 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3220 \times 1 \times 1,350 + 51 \frac{25}{1} - 3100 = 2522$$

$$\mu_{lu} = 0,252$$

$\mu_{lu} = 0,252 < \mu_{bu} = 0,261$, alors nous avons besoin d'acier comprimés.

Calcul de M_{lu}

$$M_{lu} = \mu_{lu} b_0 \cdot d^2 f_{bu}$$

$$M_{lu} = 0,252 \times 0,30 \times 0,45^2 \times 14,17 = 0,217 \text{ MN.m}$$

Calcul de σ_{sce}

$$\sigma_{sce} = 9\gamma f_{c28} - \delta'(13f_{c28} + 415)K \quad (\text{Éq 4.127})$$

Avec :

$$\delta' = \frac{d'}{d} = \frac{0,04}{0,45} = 0,089$$

d' étant la distance à partir de l'axe de la fibre comprimée du béton et le bord supérieur de la section du béton ; $K=1$

$$\sigma_{sce} = 9 \times 1 \times 1,350 \times 25 - 0,089 \times (13 \times 25 + 415) \times 1 = 237,890 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sce} = 237,890 \text{ MPa} < 434,783 \text{ MPa (OK)}$$

• Calcul des aciers comprimés

$$A' = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}} \quad (\text{Éq 4.128})$$

$$A' = \frac{224,848 \times 10^{-3} - 0,217}{(0,45 - 0,04) \times 237,890} = 1,112 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,112 \text{ cm}^2$$

Choix : Prenons 4HA10 totalisant 3,141 cm²

• Calcul des aciers tendus

$$A_u = \frac{M_{lu}}{Z_{b1} \cdot f_{ed}} \quad (\text{Éq 4.129})$$

Avec :

$$\alpha_1 = 1,25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}} \right]$$

$$\alpha_1 = 1,25 \times \left[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,252} \right] \Rightarrow \alpha_1 = 0,370$$

$$Z_{b1} = d[1 - 0,4\alpha]$$

$$Z_{b1} = 0,45 \times [1 - 0,4 \times 0,00966] \Rightarrow Z_{b1} = 0,383$$

$$A_u = \frac{0,217}{0,383 \times 434,783} = 0,001303 \text{ m}^2 = 13,03 \text{ cm}^2$$

Choix : Prenons 10HA14 totalisant 15,39 cm²

4.6.10. Calcul des escaliers

Notre escalier est à paillasse hélicoïdale. La paillasse hélicoïdale prend appui sur le contour circulaire (la tour). La méthode utilisée ici pour déterminer le moment de flexion est celui du calcul courant qui se retrouve dans le livre « Calcul des ouvrages en béton armé de Belazougui » à la page 231.

a. Calcul des charges

L'escalier est soumis à son poids propre au poids du garde-corps et à la surcharge d'exploitation. Les escaliers étant identiques, nous allons juste calculer un et répéter le ferrailage pour les trois autres.

- Charges permanentes G

- Poids propre de l'escalier : 121,500 kN

$$P_{\text{esc/ml}} = \frac{P_{\text{esc}}}{l_{\text{dev}}} = \frac{121,500}{7,650} = 15,882 \text{ kN/ml}$$

- Poids propre du garde-corps : Selon spécification des fabricants : 1kN/m²

Le calcul se faisant pour une bande de 1m, on a : $P_{g-c/ml} = 1 \times 1 = 1\text{kN/ml}$

$$G = 15,882 + 1 = 16,882 \text{ kN/ml}$$

- Charges d'exploitation Q

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2 \times 1\text{m} = 1,5 \text{ kN/m}$

- Combinaisons des charges

A l'ELU

$$p_{\text{ELU}} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 16,882 + 1,5 \times 1,5$$

$$p_{\text{ELU}} = 23,791 \text{ kN/m}$$

A l'ELS

$$p_{\text{ELS}} = 16,882 + 1 = 17,882 \text{ kN/m}$$

b. Calcul des sollicitations

• Calcul du moment de flexion M

Le calcul courant donne la formule ci-après pour calculer le moment de flexion. Il consiste à admettre des paillasse croisées de portées égales à L.

$$M = \frac{pL^2}{8}$$

Avec :

$$L = \sqrt{(a - b)(3a + b)}$$

a = R: rayon intérieur de la tour R = 2,85 m

b = r: rayon du vide r = 1,20 m

$$L = \sqrt{(2,85 - 1,20)(3 \times 2,85 + 1,20)} = 4,011 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{p_{ELU}L^2}{8} = \frac{23,791 \times 4,011^2}{8}$$

$$M_u = 47,844 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{p_{ELS}L^2}{8} = \frac{17,882 \times 4,011^2}{8}$$

$$M_{ser} = 35,961 \text{ kN.m}$$

c. Calcul des armatures de l'escalier

Calcul de γ

Avec : $M_{ru} = 47,844 \text{ kN.m/m}$ et $M_{rser} = 35,961 \text{ kN.m/m}$

$$\gamma = \frac{47,844}{35,961} \Rightarrow \gamma = 1,330$$

Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}}$$

Avec : $\theta = 1$; $d = 0,9h \rightarrow 0,9 \times 0,15 = 0,135\text{m}$, $f_{bu} = 14,17\text{MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{47,844 \times 10^{-3}}{1,20 \times 0,135^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,154$$

Calcul de μ_{lu}

$$10^4 \mu_{lu} = 3220\theta\gamma + 51 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3220 \times 1 \times 1,330 + 51 \frac{25}{1} - 3100 = 2457,6$$

$$\mu_{lu} = 0,246$$

$\mu_{lu} = 0,246 > \mu_{bu} = 0,154$, alors on n'a pas besoin d'armatures comprimées.

Calcul du ferrailage

$\mu_{bu} = 0,154 < 0,275$ alors on utiliseras la méthode simplifiée

$$A_u = \frac{M_u}{Z_{b1} \cdot f_{ed}}$$

Avec :

$$Z_{b1} = d[1 - 0,6\mu_{bu}]$$

$$Z_{b1} = 0,135 \times [1 - 0,6 \times 0,154] \Rightarrow Z_{b1} = 0,123$$

$$A_u = \frac{47,844 \times 10^{-3}}{0,123 \times 434,783} = 8,946 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 8,946 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$\mu_{bu} = 0,154 > 0,03$ donc pas besoin d'aller vérifier la section minimale d'armature.

Choix : Prenons 12HA10 totalisant 9,42 cm²/m répartie en deux nappes de 6HA10+6HA10 totalisant chacune 4,71 cm²/m.

4.6.11. Calcul de la fondation

La fondation est la partie de l'ouvrage en contact avec le sol qui assure la transmission des charges apportées par la superstructure sur le sol. Pour un château étant une construction soumise à un moment de renversement et présentant un axe de révolution, le choix de la fondation se portera sur un radier général circulaire qui d'ailleurs permet une répartition et une transmission homogène des charges.

a. Prédimensionnement du radier

Le radier est calculé comme un plancher inversé, le calcul de ses dimensions se fait par la vérification au poinçonnement et à la contrainte de sol.

• Diamètre du radier

La valeur minimale du diamètre du radier est donnée en fonction de la contrainte limite admissible du sol σ_{sol} . L'inégalité à satisfaire est la suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Q_u}{S} \Rightarrow S \geq \frac{Q_u}{\sigma_{sol}} \text{ or } S = \frac{\pi D_r^2}{4}$$

$$\Rightarrow D_r \geq \sqrt{\frac{4Q_u}{\pi\sigma_{sol}}} \quad (\text{Éq 4.130})$$

Les contraintes admissibles aux états limites ultimes et de service recommandées par le laboratoire d'étude après essais géotechniques sont :

$$\text{A l'ELU : } \sigma_{sol1} = 0,27 \text{ MPa}$$

$$\text{A l'ELS : } \sigma_{sol2} = 0,18 \text{ MPa}$$

Q_u : charge de calcul à l'état limite ultime

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5329,49 + 1,5 \times 3404,200$$

$$Q_u = 12301,113 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow D_r \geq \sqrt{\frac{4 \times 12301,113 \times 10^{-3}}{\pi \times 0,18}} = 9,32 \text{ m}$$

Prenons $D_r = 14 \text{ m}$

- **Epaisseur du radier**

Le radier étant un panneau isolé, sa hauteur est telle que :

$$h_r \geq \frac{D_r}{20} \Rightarrow h_r \geq \frac{14}{20}$$

$$h_r \geq 0,70 \text{ m}$$

Prenons $h_r = 0,80 \text{ m} = 80 \text{ cm}$

b. Calcul des sollicitations à la base du radier

$$N = N_0 + N_r + N_t \quad (\text{Éq 4.131})$$

N_0 : effort transmis à la base du fût par la ceinture inférieure

N_r : poids propre du radier + poids de la partie du fût enterré

$$N_r = \left(\frac{\pi D_r^2}{4} \right) \times h_r \times \gamma_{\text{béton}} + P_{\text{fût}} = \left(\frac{\pi \times 14^2}{4} \right) \times 0,70 \times 25 + 439,909$$

$$N_r = 3519,669 \text{ kN}$$

N_t : poids du remblai au-dessus du gravier

Un remblai de 1,80 m sera réalisé sur le remblai

$$N_t = \frac{\pi(D_r^2 - D_{\text{fût}}^2)}{4} \times H_{\text{remblai}} \times \gamma_{\text{remblai}} = \frac{\pi(14^2 - 6,3^2)}{4} \times 1,80 \times 22$$

$$N_t = 4861,517 \text{ kN}$$

$$N_r + N_t = 8381,186 \text{ kN}$$

❖ **Calcul des efforts à la base du radier**

Sous l'effet du vent extrême, on considère les états limites ultime et de service pour la cuve vide et la cuve pleine.

○ **AL'ELS**

Cuve vide

$$\begin{cases} N_{v,ser} = N_{v,0,ser} + N_r + N_t \\ M_{v,ser} = M_{v,0,ser} + T_{v,0,ser} \times prof \end{cases} \quad (\text{Éq 4.132})$$

Avec :

$M_{v,0,ser}$ et $T_{v,0,ser}$ sont les sollicitations dues au vent à la base du fût pour cuve vide:

prof: la profondeur d'ancrage de la fondation dans le sol est de 2,5m

$$N_{v,0,ser} = N_{ceint} + P_{tour} = 1712,703 + 2531,725 = 4244,428 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{v,ser} = 4244,428 + 8381,186 \\ M_{v,ser} = 3973,361 + 293,116 \times 2,5 \end{cases}$$

$$\text{D'où } \begin{cases} N_{v,ser} = 12625,614 \text{ kN} \\ M_{v,ser} = 4706,151 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Cuve pleine

$$\begin{cases} N_{p,ser} = N_{p,0,ser} + N_r + N_t \\ M_{p,ser} = M_{p,0,ser} + T_{p,0,ser} \times prof \end{cases} \quad (\text{Éq 4.133})$$

Avec :

$M_{p,0,ser}$ et $T_{p,0,ser}$ sont les sollicitations dues au vent à la base du fût pour cuve pleine:

$$N_{p,0,ser} = N_{ceint} + P_{tour} = 2373,636 + 2531,725 = 4905,361 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{p,ser} = 4905,361 + 8381,186 \\ M_{v,ser} = 4050,156 + 298,801 \times 2,5 \end{cases}$$

$$\text{D'où } \begin{cases} N_{p,ser} = 13286,547 \text{ kN} \\ M_{p,ser} = 4797,159 \text{ kN.m} \end{cases}$$

○ A L'ELU

Cuve vide

$$\begin{cases} N_{v,u} = N_{v,0,u} + N_r + N_t \\ M_{v,u} = 1,5 \times 1,2 \times M_{v,ser} \end{cases} \quad (\text{Éq 4.134})$$

Avec :

$M_{v,0,u}$ et $T_{v,0,u}$ sont les sollicitations dues au vent à la base du fût pour cuve vide:

$$N_{v,0,u} = N_{ceint} + P_{tour} = 1876,235 + 2531,725 = 4407,96 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{v,u} = 4407,96 + 8381,186 \\ M_{v,u} = 1,5 \times 1,2 \times 4706,151 \end{cases}$$

$$\text{D'où } \begin{cases} N_{v,u} = 12789,146 \text{ kN} \\ M_{v,u} = 8471,072 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Cuve pleine

$$\begin{cases} N_{p,u} = N_{p,0,u} + N_r + N_t \\ M_{p,u} = 1,5 \times 1,2 \times M_{p,ser} \end{cases}$$

Avec :

$M_{p,0,u}$ et $T_{p,0,u}$ sont les sollicitations dues au vent à la base du fût pour cuve pleine:

$$N_{p,0,u} = N_{ceint} + P_{tour} = 2809,796 + 2531,725 = 5341,521 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} N_{p.u} = 5341,521 + 8381,186 \\ M_{p.u} = 1,5 \times 1,2 \times 4797,159 \end{cases}$$

$$D'où \begin{cases} N_{p.u} = 13722,707 \text{ kN} \\ M_{p.u} = 8634,886 \text{ kN.m} \end{cases}$$

c. Distribution des contraintes dans le sol

o A l'ELS

Cuve vide

L'excentricité

$$e = \frac{M_{v.ser}}{N_{v.ser}} = \frac{4706,151}{12625,614} = 0,37 \text{ m}$$

Le rayon central

$$\frac{D_r}{6} = \frac{14}{6} = 2,33 \text{ m}$$

On constate que $e = 0,37 \text{ m} < \frac{D_r}{6} = 2,33 \text{ m}$, le sol sous la fondation est donc entièrement comprimé, le diagramme des contraintes est trapézoïdal et il n'aura pas de soulèvement.

$$\sigma_1 = \frac{N_{v.ser}}{A} + \frac{M_{v.ser}}{W}$$

Avec :

$$A = \frac{\pi D_r^2}{4} = \frac{\pi \times 9,5^2}{4} = 153,938 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{\pi D_r^3}{32} = \frac{\pi \times 9,5^3}{32} = 269,392 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{12625,614}{153,938} + \frac{4706,151}{269,392} = 99,487 \text{ kPa} = 0,099 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{v.ser}}{A} - \frac{M_{v.ser}}{W} = \frac{12625,614}{153,938} - \frac{4706,151}{269,392} = 64,548 \text{ kPa} = 0,065 \text{ MPa}$$

Vérifions que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,099 + 0,065}{4} = 0,091 < \sigma_{sol} = 0,18 \text{ MPa (Vérifié)}$$

Cuve pleine

L'excentricité

$$e = \frac{M_{p.ser}}{N_{p.ser}} = \frac{4797,159}{13286,547} = 0,36 \text{ m}$$

Le rayon central

$$\frac{D_r}{6} = \frac{14}{6} = 2,33 \text{ m}$$

On constate que $e = 0,36 \text{ m} < \frac{D_r}{6} = 2,33 \text{ m}$, le sol sous la fondation est donc entièrement comprimé, le diagramme des contraintes est trapézoïdal et il n'aura pas de soulèvement.

$$\sigma_1 = \frac{N_{p.ser}}{A} + \frac{M_{p.ser}}{W} \text{ (Éq 4.135)}$$

Avec : $A = 153,938 \text{ m}^2$, $W = 269,392 \text{ m}^3$

$$\sigma_1 = \frac{13286,547}{153,938} + \frac{4797,159}{269,392} = 104,118 \text{ kPa} = 0,104 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{p.ser}}{A} - \frac{M_{p.ser}}{W} = \frac{13286,547}{153,938} - \frac{4797,159}{269,392} = 68,504 \text{ kPa} = 0,069 \text{ MPa}$$

Vérifions que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,104 + 0,069}{4} = 0,095 < \sigma_{sol} = 0,18 \text{ MPa (Vérifié)}$$

○ **A I'ELU**

Cuve vide

L'excentricité

$$e = \frac{M_{v.u}}{N_{v.u}} = \frac{8471,072}{12789,146} = 0,66 \text{ m}$$

Le rayon central

$$\frac{D_r}{6} = \frac{14}{6} = 2,33 \text{ m}$$

On constate que $e = 0,66 \text{ m} < \frac{D_r}{6} = 2,33 \text{ m}$, le sol sous la fondation est donc entièrement comprimé, le diagramme des contraintes est trapézoïdal et il n'aura pas de soulèvement.

$$\sigma_1 = \frac{N_{v.u}}{A} + \frac{M_{v.u}}{W}$$

Avec : $A = 153,938 \text{ m}^2$, $W = 269,392 \text{ m}^3$

$$\sigma_1 = \frac{12789,146}{153,938} + \frac{8471,072}{269,392} = 114,525 \text{ kPa} = 0,115 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{v.u}}{A} - \frac{M_{v.u}}{W} = \frac{12789,146}{153,938} - \frac{8471,072}{269,392} = 51,635 \text{ kPa} = 0,052 \text{ MPa}$$

Vérifions que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,115 + 0,052}{4} = 0,099 < \sigma_{sol} = 0,18 \text{ MPa (Vérifié)}$$

Cuve pleine

L'excentricité

$$e = \frac{M_{p.u}}{N_{p.u}} = \frac{8634,886}{13722,707} = 0,63 \text{ m}$$

Le rayon central

$$\frac{D_r}{6} = \frac{14}{6} = 2,33 \text{ m}$$

On constate que $e = 0,63 \text{ m} < \frac{D_r}{6} = 2,33 \text{ m}$, le sol sous la fondation est donc entièrement comprimé, le diagramme des contraintes est trapézoïdal et il n'aura pas de soulèvement.

$$\sigma_1 = \frac{N_{p.u}}{A} + \frac{M_{p.u}}{W} \quad (\text{Éq 4.136})$$

Avec : $A = 153,938 \text{ m}^2$, $W = 269,392 \text{ m}^3$

$$\sigma_1 = \frac{13722,707}{153,938} + \frac{8634,886}{269,392} = 121,198 \text{ kPa} = 0,121 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_{p.u}}{A} - \frac{M_{p.u}}{W} = \frac{13722,707}{153,938} - \frac{8634,886}{269,392} = 57,091 \text{ kPa} = 0,057 \text{ MPa}$$

Vérifions que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol} = 0,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0,121 + 0,057}{4} = 0,105 < \sigma_{sol} = 0,18 \text{ MPa (Vérifié)}$$

d. Calcul des moments radiaux et moments tangentiels du radier

$$\sigma_R = \frac{N_r + N_t}{A} = \frac{8381,186}{153,938} = 54,445 \text{ kPa} = 0,054 \text{ MPa}$$

$$\sigma = \sigma_{max} - \sigma_R$$

A L'ELS

A L'ELU

$$\sigma_{ser} = 0,104 - 0,054 = 0,050 \text{ MPa}$$

$$\sigma_u = 0,121 - 0,054 = 0,067 \text{ MPa}$$

Les moments seront déterminés à partir des tables de BARRES

1^{er} cas de charge : Dalle circulaire uniformément chargée

$$\text{Moment radial : } M_r = -\frac{\sigma}{16} [(3 - \nu)(b^2 - r^2)] \quad (\text{Éq 4.137})$$

$$\text{Moment tangentiel : } M_t = -\frac{\sigma}{16} [(3 - \nu)b^2 - (1 + 3\nu)r^2] \quad (\text{Éq 4.138})$$

$$\text{Cas particulier : } r = b \Rightarrow \begin{cases} M_r = 0 \\ M_t = -\frac{\sigma}{8} [(1 - \nu)b^2] \end{cases} \quad (\text{Éq 4.139})$$

2^e cas de charge :

$$M_r = M_t = \frac{Pa}{4} \left[(1 - \nu) \left(1 - \frac{a^2}{b^2} \right) - 2(1 + \nu) \ln \frac{a}{b} \right] \quad (\text{Éq 4.140})$$

$$\text{Cas particulier : } r = b \Rightarrow \begin{cases} M_r = 0 \\ M_t = \frac{Pa}{8} \left[(1 - \nu) \left(1 - \frac{a^2}{b^2} \right) \right] \end{cases} \quad (\text{Éq 4.141})$$

Avec :

$$b = \frac{D_r}{2} = \frac{14}{2} = 7 \text{ m}; a = \frac{D_{ext} + D_{int}}{4} = \frac{3,15 + 2,85}{4} = 1,50 \text{ m}$$

ν : le coefficient de poisson du béton, $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations d'après le BAEL 91 modifié 99.

$$P = \frac{b^2}{2a} \sigma$$

A L'ELS

A L'ELU

$P_{ser} = \frac{7^2}{2 \times 1,50} \times 0,050 = 0,817 \text{ MN/m}$	$P_u = \frac{7^2}{2 \times 1,50} \times 0,067 = 1,094 \text{ MN/m}$
-------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------

Tableau 4.37: Moment radial et moment tangentiel

r(m)	Moment radial Mr (MN.m/m)						Moment tangentiel Mt (MN.m/m)					
	ELU			ELS			ELU			ELS		
	1er cas	2e cas	Super-position	1er cas	2e cas	Super-position	1er cas	2e cas	Super-position	1er cas	2e cas	Super-position
0	-0,616	1,655	1,040	-0,459	1,236	0,777	-0,616	1,655	1,040	-0,459	1,236	0,777
2,85	-0,514	1,655	1,142	-0,383	1,236	0,853	-0,582	1,655	1,074	-0,434	1,236	0,802
7	0	0	0	0	0	0	-0,410	0,196	-0,215	-0,306	0,146	-0,160

e. Calcul des armatures de la fondation

• **Armatures inférieures radiales**

Le calcul se fait à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1m de largeur en fissuration préjudiciable.

Calcul à l'ELU

Calcul de γ

Avec : $M_{ru} = 1,142 \text{ MN.m/m}$ et $M_{rser} = 0,853 \text{ MN.m/m}$

$$\gamma = \frac{1,142}{0,853} \Rightarrow \gamma = 1,339$$

Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}}$$

Avec : $\theta = 1$; $d = 0,9h \rightarrow 0,9 \times 0,80 = 0,72 \text{ m}$, $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{1,142}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,155$$

Calcul de μ_{lu}

$$10^4 \mu_{lu} = 3220\theta\gamma + 51 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100 \quad (\text{Éq 4.142})$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3220 \times 1 \times 1,339 + 51 \frac{25}{1} - 3100 = 2486,58$$

$$\mu_{lu} = 0,249$$

$\mu_{lu} = 0,249 > \mu_{bu} = 0,155$, alors on n'a pas besoin d'armatures comprimées.

Calcul du ferrailage

$\mu_{bu} = 0,155 < 0,275$ alors on utiliseras la méthode simplifiée

$$A_u = \frac{M_{ru}}{Z_{b1} \cdot f_{ed}}$$

Avec :

$$Z_{b1} = d[1 - 0,6\mu_{bu}]$$

$$Z_{b1} = 0,72 \times [1 - 0,6 \times 0,155] \Rightarrow Z_{b1} = 0,653 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{1,142}{0,653 \times 434,783} = 0,004022 \text{ m}^2/\text{m} = 40,22 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calcul à l'ELS

Calcul de M_{rb}

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$; $d = 0,72 \text{ m}$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0,529$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 0,529 \times \left(1 - \frac{0,529}{3} \right) \times 1 \times 0,72^2 \times 15 = 1,694 \text{ MN.m/m}$$

$M_{rser} = 0,853 \text{ MN.m/m} < M_{rb} = 1,694 \text{ MN.m/m}$. Alors on n'a pas besoin d'aciers comprimés.

Calcul de μ_s

$$\mu_s = \frac{M_{rser}}{b_0 \cdot d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0,853}{1 \times 0,72^2 \times 200} = 0,008$$

Calcul de \bar{z}_{b1}

$$\bar{z}_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 0,72 \times \frac{40 \times 0,008 + 1}{54 \times 0,008 + 1} = 0,622 \text{ m}$$

Calcul du ferrailage

$$A_{ser} = \frac{M_{rser}}{\bar{z}_{b1} \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{ser} = \frac{0,853}{0,622 \times 200} = 0,006857 \text{ m}^2/\text{m} = 68,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification de la section minimale d'armature

$$A_{Smin} = 0,23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,72 \times \frac{2,10}{500} = 0,000695 \text{ m}^2/\text{m} = 6,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser}, A_{Smin}) = \max(40,22 \text{ cm}^2/\text{m} ; 68,57 \text{ cm}^2/\text{m} ; 6,96 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_s = 68,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix : Prenons 22HA20 totalisant 69,12 cm²/m

- Armatures inférieures tangentielles

Calcul à l'ELU

Calcul de γ

Avec : $M_{tu} = 1,074 \text{ MN.m/m}$ et $M_{tser} = 0,802 \text{ MN.m/m}$

$$\gamma = \frac{1,074}{0,802} \Rightarrow \gamma = 1,339$$

Calcul de μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}}$$

Avec : $\theta = 1$; $d = 0,9h \rightarrow 0,9 \times 0,80 = 0,72 \text{ m}$, $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{1,074}{1 \times 0,72^2 \times 14,17} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,146$$

Calcul de μ_{lu}

$$10^4 \mu_{lu} = 3220\theta\gamma + 51 \frac{f_{c28}}{\theta} - 3100$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3220 \times 1 \times 1,339 + 51 \frac{25}{1} - 3100 = 2486,58$$

$$\mu_{lu} = 0,249$$

$\mu_{lu} = 0,249 > \mu_{bu} = 0,146$, alors on n'a pas besoin d'armatures comprimées.

Calcul du ferrailage

$\mu_{bu} = 0,146 < 0,275$ alors on utilisera la méthode simplifiée

$$A_u = \frac{M_{tu}}{Z_{b1} \cdot f_{ed}}$$

Avec :

$$Z_{b1} = d[1 - 0,6\mu_{bu}]$$

$$Z_{b1} = 0,72 \times [1 - 0,6 \times 0,146] \Rightarrow Z_{b1} = 0,657 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{1,074}{0,657 \times 434,783} = 0,003760 \text{ m}^2/\text{m} = 37,60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calcul à l'ELS

Calcul de M_{rb}

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3} \right) b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$; $d = 0,72 \text{ m}$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 200} = 0,529$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 0,529 \times \left(1 - \frac{0,529}{3} \right) \times 1 \times 0,72^2 \times 15 = 1,694 \text{ MN.m/m}$$

$M_{tser} = 0,802 \text{ MN.m/m} < M_{rb} = 1,694 \text{ MN.m/m}$. Alors on n'a pas besoin d'aciers comprimés.

Calcul de μ_s

$$\mu_s = \frac{M_{tser}}{b_0 \cdot d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{0,802}{1 \times 0,72^2 \times 200} = 0,008$$

Calcul de \bar{z}_{b1}

$$\bar{z}_{b1} = \frac{15}{16} d \frac{40\mu_s + 1}{54\mu_s + 1} = \frac{15}{16} \times 0,72 \times \frac{40 \times 0,008 + 1}{54 \times 0,008 + 1} = 0,622 \text{ m}$$

Calcul du ferrailage

$$A_{ser} = \frac{M_{tser}}{\bar{z}_{b1} \bar{\sigma}_s}$$

$$A_{ser} = \frac{0,802}{0,622 \times 200} = 0,006447 \text{ m}^2/\text{m} = 64,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vérification de la section minimale d'armature

$$A_{Smin} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,72 \times \frac{2,10}{500} = 0,000695 \text{ m}^2/\text{m} = 6,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_S = \max(A_u, A_{ser}, A_{Smin}) = \max(40,22 \text{ cm}^2/\text{m} ; 64,47 \text{ cm}^2/\text{m} ; 6,95 \text{ cm}^2/\text{m})$$

$$A_S = 64,47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix : Prenons 21HA20 totalisant 65,97 cm²/m

- **Armatures supérieures**

Nous disposons dans la partie supérieure des armatures de construction qui jouent un rôle de :

- S'opposer au retrait du béton
- Servir de support aux armatures de la tour
- Eviter les fissures

$$A_{SUP} \geq \frac{A_{INF}}{2} = \frac{64,47}{2} = 32,235 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix : Prenons 21HA14 totalisant 32,33 cm²/m

4.6.12. Vérification de la stabilité de l'ouvrage

a. Stabilité au poinçonnement

$$\sigma_{ouvrage} = \frac{G+Q}{\frac{\pi D_f^2}{4}} \quad (\text{Éq 4.143})$$

$$\sigma_{ouvrage} = \frac{5499,491 + 3404,200}{\frac{\pi \times 14^2}{4}} = 57,839 \text{ kN/m}^2 = 0,058 \text{ MPa}$$

$\sigma_{ouvrage} = 0,058 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0,180 \text{ MPa}$, nous pouvons dire que notre ouvrage est stable vis-à-vis du poinçonnement.

b. Stabilité au renversement

Cas de la cuve vide

Moment renversant extrême M_{Rext}

$$M_{Rext} = 3973,316 \text{ kN.m}$$

Moment stabilisant M_{Stab}

$$M_{Stab} = \text{Poids à vide} \times \frac{D_{ext} \text{ de la tour}}{2} \quad (\text{Éq 4.144})$$

$$M_{Stab} = 5499,491 \times \frac{6,30}{2} = 17323,397 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{Stab}}{M_{ext}} = \frac{17323,397}{3973,316} = 4,36$$

$\frac{M_{Stab}}{M_{ext}} = 4,36 > 1,50$, nous pouvons dire que notre ouvrage est stable vis-à-vis du renversement.

CHAPITRES V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET EVALUATION DU COUT DE LA REALISATION

5.1. ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Les préoccupations majeures des Etats à l'échelle planétaire ont été affichées depuis les années soixante-dix (70). En juin 1972 à Stockholm, la conférence des nations unies sur l'environnement adopte une conception et des principes communs qui restent la base pour une préservation et une amélioration de l'environnement. C'est de cela qu'une notion d'environnement doit être interprétée au sens large, intégrant à la fois les impacts sur les milieux physiques, biologiques et humains.

En effet, la réalisation d'un projet de construction quelle que soit son envergure engendre des impacts sur la qualité de vie des personnes et de l'entourage, d'où la nécessité d'une étude d'impact environnemental.

5.1.1. Impacts négatifs

Les principaux impacts négatifs probables sur la nature et les riverains sont les suivants :

- Les risques d'accident,
- La pollution des sols et des eaux,
- La pollution de l'air,
- Les nuisances sonores,
- La forte densité de la population entraînant les problèmes de santé publique et la possibilité de cohabitation difficile (risque de propagation des IST et VIH/SIDA et autres maladies hygiéniques),
- La perturbation de la structure du sol par les fouilles pour la fondation,
- L'implantation des conduites et pour les sites d'emprunts.

5.1.2. Impacts positifs

Parmi les impacts positifs, nous relevons :

- La création temporaire d'emplois (ouvriers et tout le personnel du chantier),
- La contribution à la bonne vue architecturale de la ville,
- L'amélioration des conditions de vies par l'apport d'eau potable,
- Raccourcissement de la distance d'approvisionnement en eau potable,
- Le développement des activités économiques notamment de restauration.

5.1.3. Sources d'impacts négatifs de réalisation du projet de SAEPmV de SOKOTINDJI 2 et mesures d'atténuation

a. Sources des impacts

Les sources d'impacts, représentées par l'ensemble des activités marquant les différentes phases du projet affecteront directement, indirectement ou cumulativement, qualitativement ou quantitativement les différentes composantes de l'environnement. Les modifications générées sont de nature négative ou positive et d'importance significative ou non.

Tableau 5.1: Synthèse des causes des impacts

Milieu récepteur	Phases/Activités (sources d'impacts)	Impact potentiel
Végétation	Installation du chantier	- Perte du couvert végétal et de la faune lors nettoyage général au niveau du site
Sol	Rejets des hydrocarbures (huile de vidange, huile de coffrage, fuite des carburants...) Utilisation des produits chimiques (adjuvants, ciment ...)	- Pollutions des sols - Dégradation de la structure du sol et érosion du sol
	Traitement de l'eau / distribution/ vente de l'eau	- Pression sur la ressource en eau souterraine
Atmosphère	Transport des matériaux Fumées des engins Fouille pour la fondation	- Pollution atmosphérique (émissions de poussière et de gaz d'échappement)
Riverains	Installation du chantier Fouille de fondation	- Contamination liée au COVID-19, au VIH SIDA et autres Risque des maladies respiratoires
	Fouille en tranchée pour le réseau de canalisation	- Difficulté d'accès aux domiciles et aux activités économiques à proximité des tranchées
Ouvriers et personnel d'encadrement	Déploiement des Matériels et équipements de travail, travaux de construction du CE	- Nuisances sonores - Augmentation des affections respiratoires
	Construction des ouvrages	- Accident du travail et de circulation

c. Mesures d'atténuation afin de minimiser les impacts négatifs

Il est important de rappeler que les mesures d'atténuations sont des actions qui visent à prévenir ou à diminuer l'importance d'un impact négatif appréhendé sur l'environnement. Les mesures d'atténuations, ont quant à elle comme objectif d'augmenter les effets positifs ou de compenser l'effet d'un impact qui ne peut être atténué. Dans bien des cas, la compensation peut être également une mesure d'accompagnement.

Tableau 5.2: Mesures d'atténuation des impacts

Impacts	Mesures d'atténuation
Perte du couvert végétal et de la faune lors nettoyage général au niveau du site	<ul style="list-style-type: none"> - Obtenir le permis de coupe auprès des inspections forestières - Utiliser l'espace juste nécessaire pour les fouilles - Mettre en terre des haies en collaboration avec l'inspection forestière
Dégradation de la structure du sol et érosion du sol	<ul style="list-style-type: none"> - Limiter les travaux aux emprises nécessaires
Pollution atmosphérique	<ul style="list-style-type: none"> - Doter le personnel de chantier d'EPI appropriés (masque anti poussière), - Arroser périodiquement les aires de travail et de circulation potentiellement poussiéreuses), - Utiliser des engins en bon état de fonctionnement
Pollution du sol	<ul style="list-style-type: none"> - Disposer de poubelles sur le site et contracter avec une structure de collecte agréée, - Doter le site de latrine mobiles et sensibiliser les ouvriers sur son utilisation, - Disposer des fûts pour la collecte des huiles usagées et s'assurer de leur enlèvement par les structures agréées.
Accidents du travail et de circulation	<ul style="list-style-type: none"> - Assurer la protection adéquate des usagers des chantiers par le port des EPI appropriés, - Baliser les aires de travail sur les chantiers, - Mettre en place et faire respecter les panneaux de sécurité sur les chantiers, - Sensibiliser les ouvriers et tout le personnel et usager des chantiers sur les règles de sécurité à observer, - Exiger la limitation de vitesse à 30 km/h au personnel des chantiers de construction, - Disposer des flag-men (drapeautiers)
Contamination liée au COVID-19, au VIH SIDA et autres	<ul style="list-style-type: none"> - Respecter les gestes barrières, - Sensibiliser le personnel et les usagers du site sur le respect des consignes de sécurité sanitaire
Nuisances sonores	<ul style="list-style-type: none"> - Eviter les travaux bruyants aux heures de repos conformément à la réglementation en vigueur, mais aussi aux heures des activités scolaires pour le forage, - Prévoir des kits oreillettes pour les ouvriers, - Utiliser des engins en bon état de fonctionnement.

5.2 EVALUATION DU COUT DE REALISATION DU CHATEAU D'EAU

Comme tout projet de construction, la réalisation d'un château d'eau nécessite une estimation bien détaillée des coûts. L'objet de cette partie d'étude est d'une part d'évaluer les quantités des matériaux nécessaires à la réalisation de ce projet et d'autre part, d'estimer le coût des travaux. L'estimation du coût de réalisation du château d'eau a suivi les étapes suivantes :

- La détermination des quantités de matériaux nécessaires ;
- La recherche de prix unitaires de matériaux appliqués dans les marchés de travaux similaires récents ou en cours ;
- L'application des prix unitaires aux quantités de travaux ou matériaux déterminées.

Tableau 5.3: Evaluation quantitatif et estimatif de l'ouvrage

N°	Désignation de la nature des prestations, fournitures et travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire Hors TVA (FCFA)	Montant Hors TVA (FCFA)
A	FRAIS GENERAUX ET DE TRAVAUX PREPARATOIRES				
1	Installations de chantier	Forfait	1,00	15 000 000	15 000 000
2	Repli de chantier	Forfait	1,00	5 000 000	5 000 000
3	Dossier d'exécution du château d'eau	Forfait	1,00	4 000 000	4 000 000
4	Dossier de recollement de château d'eau	Forfait	1,00	500 000	500 000
	<i>Sous Total 1</i>				24 500 000
B	CONSTRUCTION DE CHÂTEAU D'EAU				
B.1	Construction de château d'eau				
B.1.1	Travaux de terrassement				
1	Nettoyage, désherbage et décapage de l'emprise des ouvrages	mètre carré	625,00	1 500	937 500
2	Nivellement de l'emprise des ouvrages	mètre carré	625,00	1 500	937 500
3	Déblai en grande masse en terrain meuble	mètre-cube	769,77	20 000	15 395 375
4	Déblais en grande masse en terrain difficile	mètre-cube	0,00	40 000	0
5	Remblai en terre d'apport	mètre-cube	373,59	10 000	3 735 923
6	Remblai latéritique compacté à 95% OPM au droit du château	mètre-cube	138,37	12 000	1 660 410
	<i>Sous Total 2</i>				22 666 708
B.1.2	Mise en place du béton				
1	Béton de propreté dosé à 150 Kg/m3	mètre-cube	28,35	50 000	1 417 644
2	Béton armé dosé 250 kg/m3 pour dallage	mètre-cube			0
3	Béton armé dosé à 350 kg/m3 pour fondation	mètre-cube	208,19	300 000	62 458 004

Tableau 5.3: Evaluation quantitatif et estimatif de l'ouvrage suite 1

N°	Désignation de la nature des prestations, fournitures et travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire Hors TVA (FCFA)	Montant Hors TVA (FCFA)
4	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ pour poteaux, poutres et chainage	mètre-cube	133,76	300 000	40 126 782
5	Béton armé dosé à 400 kg/m ³ pour voiles inclinés ou circulaires du réservoir	mètre-cube	60,90	400 000	24 361 013
7	Etanchéité et protection de la dalle en mortier de ciment et ajout d'adjuvant de type Sika	mètre-carré	360,30	25 000	9 007 620
8	Pose et assemblage des échafaudages	mètre	20,00	30 000	600 000
9	Coffrage type 1 sur surface verticale	mètre-carré	645,21	3 500	2 258 239
10	Coffrage type 2 sur surface incliné pour cuve	mètre-carré	379,00	5 000	1 895 021
11	Revêtement étanche et alimentaire sur paroi interne du réservoir	mètre carré	214,76	25 000	5 369 115
	Sous Total 3				147 493 437
B.1.3	Maçonnerie, enduit et peinture				
1	Mur de soubassement en agglomérés pleins, épaisseur 20 cm	mètre-carré	21,46	12 000	257 543
3	Enduit intérieur au mortier de ciment dosé à 400 kg/m ³	mètre-carré	21,46	3 500	75 117
4	Enduit extérieur au mortier de ciment dosé à 400 kg/m ³	mètre-carré	22,64	3 500	79 240
	Sous Total 4 B.1.3				411 900
B.2	Menuiserie métallique				
1	Fourniture et installation de garde-corps scellé en acier galvanisé pour escaliers de la tour	mètre	83,34	50 000	4 167 000
2	Fourniture et installation de garde-corps scellé en inox	mètre	11,00	75 000	825 000
3	Fourniture et pose d'échelle à crinoline en acier galvanisé dans la cheminée	mètre	8,00	100 000	800 000
4	Fourniture et pose d'échelle simple en acier galvanisé	mètre	4,50	60 000	270 000
5	Fourniture et pose d'échelle simple en inox pour accès à la cuve	mètre	4,00	75 000	300 000
6	Porte 120x210, double ventail	unité	1,00	250 000	250 000
7	Fenêtre 120x120, y compris grille anti-moustique	unité			0
8	Trappe en Fonte ductile pour accès à la cuve	unité	1,00	100 000	100 000
9	Fourniture et pose d'un treuil de levage (hauteur de 10 m)	forfait	1,00	500 000	500 000
10	Fourniture et pose d'un treuil de levage	forfait	1,00	800 000	800 000

Tableau 5.3: Evaluation quantitatif et estimatif de l'ouvrage suite et fin

N°	Désignation de la nature des prestations, fournitures et travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire Hors TVA (FCFA)	Montant Hors TVA (FCFA)
	<i>Sous Total B.2</i>				<i>8 012 000</i>
B.3	Equipements hydrauliques du château				
1	Pose et raccordement des équipements hydrauliques, DN 200	Forfait	1,00	500 000	500 000
	<i>Sous Total B.3</i>				<i>500 000</i>
B.4	Aménagement de la cour du château				
1	Nettoyage, désherbage et décapage de l'emprise des ouvrages	mètre carré	625,00	1 500	937 500
2	Nivellement de l'emprise des ouvrages	mètre carré	625,00	1 500	937 500
3	Nettoyage et décapage pour construction des bâtiments	mètre carré	625,00	2 000	1 250 000
4	Clôture grillagée autour du château d'eau	mètre	96,00	40 000	3 840 000
5	Fourniture et pose de portail grillagé (220x300)	unité	1,00	300 000	300 000
6	Rampe d'accès à la station (300x400)	Forfait	1,00	60 000	60 000
7	fourniture et pose de pavé dans l'enceinte de la cour de la station y compris lit de pose	mètre carré	532,83	8 000	4 262 620
8	Fourniture et aménagement d'espace vert (gazon), avec entretien pendant 3 mois,	mètre carré	60,00	4 000	240 000
	<i>Sous Total B.4</i>				<i>11 827 620</i>
	Total HT				215 411 666
	Total TVA				38 774 100
	Total TTC				254 185 766

CONCLUSION

L'étude du système d'approvisionnement en eau potable multi-villages de SOKOTINDJI 2 nous a permis d'explorer plusieurs domaines tel que :

Il ressort que la ressource en eau mobilisable annuellement dans tout le département de l'Alibori est de l'ordre de deux cent trente-sept millions cinquante-deux mille sept cent trente-trois (237 052 733) m³. Par contre, le volume d'eau mobilisable annuellement en tenant compte des données piézométriques est de cent soixante-quinze millions six cent deux sept cent dix-sept (175 602 717) m³ soit environ 26 % du volume de recharge de moins que la recharge avec la pluviométrie. Dans l'un ou l'autre des cas, c'est dans cet ensemble que sera mobilisée la ressource nécessaire pour tous les SAEPmV du département de l'Alibori.

La population à desservir est celle prévue à l'échéance 2044 estimer à vingt-cinq mille cent quarante-deux mille (25 142). La demande en eau journalière de l'arrondissement de SOKOTINDJI à l'horizon 2044 est de 970m³/j. Pour satisfaire aux besoins de la population, nous devons mobiliser à partir du forage projeter 48,50 m³/h d'eau. Pour assurer une bonne desserte d'eau nous optons pour un château d'eau tronconique de 250m³ surélevé de 15m.

Afin de garantir une stabilité au renversement et au poinçonnement, le radier du château d'eau sera de forme circulaire avec un diamètre de 14m et une épaisseur de 0,80m. Prévoir une section d'acier de 21HA20 totalisant 65,97 cm²/ml pour le radier ; pour la tour support prévoir 50HA12 totalisant 56,55 cm² disposés en double nappe pour une tranche de voile ; prévoir 12HA14 totalisant 18,47 cm²/ml pour la ceinture d'appui de la cuve sur la tour ; prévoir pour la dalle de fond de cuve 10HA16 en nappe supérieure totalisant 20,106 cm²/ml et 10HA14 en nappe inférieure totalisant 15,39 cm²/ml ; pour résister aux efforts auxquels elle sera soumise, prévoir deux nappes de 6HA12 espacés de 15 cm totalisant 6,79 cm²/ml pour les parois inclinées de la cuve ; pour reprendre les sollicitations de la coupole prévoir pour la ceinture supérieure 12HA16+04HA14 totalisant 30,285 cm² ; 12HA10 totalisant 9,42 cm²/ml disposé en double nappe pour la dalle de la coupole de couverture.

L'étude d'impact environnementale a permis de relever les impacts tant positifs que négatif qu'entraînera la construction du château d'eau. Il est primordial de mettre en œuvre un programme de gestion environnemental et social afin d'atténuer les effets négatifs que pourrait engendrer la mise en œuvre du projet. Dans le cas de notre étude, le coût de la réalisation de l'ouvrage de stockage (château d'eau) s'élève à la somme de : deux cent cinquante-quatre million cent quatre-vingt-cinq mille sept-cent soixante-six (**254 185 766** FCFA).

Enfin nous recommandons que les promotions à venir fassent un dimensionnement du château d'eau en béton précontraint suivi d'une étude de fiabilité, faire une étude analyse technique et économique du dit ouvrage

BIBLIOGRAPHIE

ABOUB LAID, Etude d'un réservoir surélevé (château d'eau) de capacité 1000 m³

BELAZOUGUIE, Calcul des ouvrages en béton armé.

DIRECTIVES NATIONALES, dimensionnement hydraulique du réservoir

DJERAMBETE DINGAMYO DIDIER (2016), Conception d'un château d'eau de 450m³ dans la ville de Mao au Tchad

FASCICULE 74 (1998), Cahier des clauses techniques générales ; construction des réservoirs en béton armé, 272 pages

GUERRIN A. & R.C. LAVAU (1979), Traité de béton armé Tome 6 ; réservoirs château d'eau, piscines. 204 pages

HENRY THONIER (1996). Conception et calcul des structures de bâtiment tome 3, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 779-285 Page

HENRY THONIER (1996). Conception et calcul des structures de bâtiment tome 4, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 1291-1657 Page

JEAN-PIERRE MOUGIN Béton armé. BAEL 91 modifié 99 et DTU associés, deuxième Edition EYROLLES et quatrième tirage 2006, Paris.

K. TIMOSHENKO (1961), Théorie des plaques et coques

REGLES NV65 (2000), Règles définissant les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes, 392 pages

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	I
REMERCIEMENTS.....	II
HOMMAGES	IV
LISTE DES ABREVIATIONS, ACRONYMES ET SIGLES	V
LISTE DES TABLEAUX.....	VI
LISTES DES FIGURES	VIII
LISTE DES SYMBOLES ET UNITES DE MESURES	IX
RESUME	XII
ABSTRACT.....	XIII
SOMMAIRE	XIV
CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.....	3
1.1. PROFIL PHYSIQUE DE LA ZONE D'ETUDE.....	3
1.1.1. <i>Situation géographique</i>	3
1.1.2. <i>Climat</i>	4
1.1.3. <i>Végétation et faune</i>	5
1.1.4. <i>Sol, Relief et Géologie</i>	5
1.1.5. <i>Hydrographie et hydrogéologie</i>	6
1.2. MILIEU SOCIO-ECONOMIQUE.....	6
1.2.1. <i>Populations</i>	6
1.2.2. <i>Activités économiques</i>	7
1.3. ETAT DES LIEUX DES INFRASTRUCTURES D'AEP ET D'ASSAINISSEMENT	8
1.3.1. <i>Etat des lieux des infrastructures d'AEP de Sokotindji 2</i>	8
1.4. BESOIN EN EAU DANS LA ZONE DU PROJET	9
1.4.1. <i>Estimation de la ressource en eau souterraine disponible</i>	9
1.4.2. <i>Estimation de la recharge de la nappe</i>	9
1.5. QUALITE DES EAUX SOUTERRAINES DANS LE DEPARTEMENT DE L'ALIBORI	12
1.6. ÉTUDE TOPOGRAPHIQUE	13
CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DU PROJET D'ETUDE	14
2.1. COMPOSANTE 1 : CONSTRUCTION DE LA STATION DE POMPAGE.....	15
2.2. COMPOSANTE 2 : CONSTRUCTION DE L'OUVRAGE DE STOCKAGE (CHATEAU D'EAU).....	17
2.3. COMPOSANTE 3 : REALISATION DU RESEAU DE DISTRIBUTION ET DE CANALISATION	18

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DU SAEP MV DE SOKOTINDJI 2

.....	22
3.1. CRITERE DE DIMENSIONNEMENT	22
3.1.1. Echéances de dimensionnement	22
3.1.2. Evaluation de la population à desservir	22
3.1.3. Estimation de la demande en eau	23
3.1.4. Estimation du besoin en production d'eau potable (Directive N°6)	24
3.1.5. Capacité des réservoirs (Directive N°29).....	24
3.2. MOBILISATION DE LA RESSOURCE EN EAU	25
3.2.1. Utilisation des ressources en eau souterraines déjà captées (Directives N°9)	25
3.2.2. Débit d'équipement (Directive N°7)	25
3.3. DIMENSIONNEMENT DES CONDUITES D'ADDUCTION ET DE REFOULEMENT (DIRECTIVES N°17 ET N°18).....	26
3.3.1. Dimensionnement de la conduite de refoulement	26
3.3.2. Dimensionnement des réseaux de distribution (Directives N°35 et N°37)	28
3.4. ETUDE DU COUP DE BELIER	30
3.5. DIMENSIONNEMENT DE LA POMPE IMMERGEE (DIRECTIVE N°21)	31
3.6. DIMENSIONNEMENT DU RACCORDEMENT SBEE (DIRECTIVE N°24)	31
3.7. DIMENSIONNEMENT DU GENERATEUR THERMIQUE (DIRECTIVE N°25).....	32

CHAPITRE IV : ETUDE DE LA STRUCTURE D'UN CHATEAU D'EAU DE 250M3 33

4.1. GENERALITE SUR LES RESERVOIRS	33
4.1.1. Définition.....	33
4.1.2. Fonction d'un château d'eau.....	33
4.1.3. Différentes parties d'un château d'eau.....	34
4.1.4. Avantages et inconvénients.....	34
4.2. HYPOTHESES GENERALES	35
4.2.1. Présentation de l'ouvrage	35
4.2.2. Hypothèses de calcul	37
4.2.3. Caractéristiques des matériaux	37
4.2.4. Ferrailage minimum.....	40
4.2.5. Considérations géotechniques	41
4.3. CHARGEMENTS ET COMBINAISONS DE CALCUL	41
4.3.1. Chargements.....	41
4.3.2. Combinaisons de calcul.....	42
4.4. DESCENTE DE CHARGES DES ELEMENTS DU CHATEAU D'EAU	43
4.4.1. Prédimensionnement des éléments du château d'eau.....	43
4.4.2. Capacité de la cuve	46
4.4.3. Action permanentes	46
4.5. ETUDE AU VENT	53

**Etude du système d'approvisionnement en eau potable multi-villages (SAEP MV) de SOKOTINDJI 2
dans la commune de Ségbana**

4.5.1.	INTRODUCTION	53
4.5.2.	Période d'oscillation du château d'eau.....	53
4.5.3.	Actions d'ensemble du vent	57
4.5.4.	Calcul des sollicitations (M et T) induites par la force de traînée	65
4.5.5.	Actions locales du vent	68
4.6.	DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS DU CHATEAU D'EAU	69
4.6.1.	Calcul du lanterneau	69
4.6.2.	Calcul de la coupole de couverture	79
4.6.3.	Calcul de la ceinture circulaire supérieure	85
4.6.4.	Calcul de la paroi inclinée de la cuve	87
4.6.5.	Calcul de la cheminée	93
4.6.6.	Calcul de la dalle du fond de la cuve	94
4.6.7.	Calcul de la ceinture d'appui	96
4.6.8.	Calcul de la tour.....	99
4.6.9.	Calcul des entretoises	103
4.6.10.	Calcul des escaliers	105
4.6.11.	Calcul de la fondation	107
4.6.12.	Vérification de la stabilité de l'ouvrage	117
CHAPITRES V : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET EVALUATION DU COUT DE LA REALISATION.....		119
5.1.	ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	119
5.1.1.	Impacts négatifs	119
5.1.2.	Impacts positifs	119
5.1.3.	Sources d'impacts négatifs de réalisation du projet de SAEPmV de SOKOTINDJI 2 et mesures d'atténuation	120
5.2	EVALUATION DU COUT DE REALISATION DU CHATEAU D'EAU	122
CONCLUSION		125
BIBLIOGRAPHIE		127
TABLE DES MATIERES		128
ANNEXES		131

ANNEXES