

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المركز الجامعي لعين تموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut de la Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : STRUCTURE



Thème

**DIMENSIONNEMENT ET ETUDES D'UN
CHATEAU D'EAU EN BETON ARME**

Présenté Par :

- ✓ KADABENFODDA ROUMAISSAA
- ✓ KADABENFODDA IMENE

Devant le jury composé de :

M^r EL HADJ Mimoune

M^{ame} MAROUF

M^{me} ATTIA

CUBBAT (Ain Témouchent) Président

CUBBAT (Ain Témouchent) Examinatrice

CUBBAT (Ain Témouchent) Encadreur

Année universitaire

2019/2020

Remerciements

*Nous remercions avant tout, Dieu le tout puissant de nous avoir indiqué le chemin du
savoir,*

De nous avoir donné la passion et la patience d'accomplir ce travail

Nous remercions notre chère famille de leurs aides morale et financière

*Nous remercions notre Encadreur « Madame ATTIA » pour ses conseils et ses
consultations*

qui nous ont tout aidé sa la réalisation de notre projet.

Nous remercions notre amie Bouchra qui nous a donné son temps.

*Nous tenons à remercier les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger
notre*

travaille.

*Nous adressons nos remerciements à ceux qui nous entourent et à tous ceux qui ont
contribué*

à notre aide de près et de loin.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un réservoir surélevé (château d'eau) sous forme tronconique d'une capacité de **500 m³**, implanté à la commune de « **OUED EI SABBAAH DAIRA AIN EI ARBAA WILAYA DE Ain TEMOUCHENT** »

Dans le souci de satisfaire les divers besoins au eau d'agglomération .nous avons du point de vue hydraulique, dimensionné le château d'eau et dans partie génie civil en fixant la valeur et la qualité des ciments et des aciers dans le souci d'augmenté leurs résistances et endurances aux facteurs extérieure tels que le vent nous avons dimensionné les déférents composant d'ouvrage

Summary:

This project presents a detailed study of an elevated reservoir (water tower) in tapered form with a capacity of 500 m³, located in the municipality of "OUED EI SABBAH DAIRA AIN EI ARBAA WILAYA DE AIN TEMOUCHENT"

In order to meet the various needs for agglomeration water. From a hydraulic point of view, we dimensioned the water tower and in part civil engineering by fixing the value and quality of cements and steels in order to increased their resistance and endurance to external factors such as the wind we dimensioned the deferens component of the work

الملخص:

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لخزان مرتفع (برج مائي) على شكل مخروطي مقطوع بسعة 500 متر مكعب، يقع في بلدية وادي الصباح، دائرة عين الأربعاء، ولاية عين تموشنت.

من أجل تلبية احتياجات السكان للمياه. من جهة قمنا بتحديد أبعاد برج المياه ومن جهة الهندسة المدنية قمنا بتحديد نوع الأسمنت والفولاذ لزيادة مقاومتها وقدرة تحملها للعوامل الخارجية مثل الزلزال مع دراسة عناصر المكونة للهيكل

Sommaire

Contenu

Remerciements	I
Résumé :.....	II
Sommaire	V
Liste des figures :.....	X
Liste des tableaux :.....	XII
Liste des symboles :.....	XIII
Introduction Générale :	2
Chapitre I : Présentation du projet et hypothèse de calcul	
I.1-Présentation de l'ouvrage :.....	5
I.2. Description technique du château d'eau :	6
I.3-CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISENT :	8
Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable	
II . Estimation des besoins en eau potable :.....	18
II. 1 Introduction :.....	18
II. 2. Evaluation de la population :	18
II .3.Estimation en eau potable par catégorie à l'horizon 2049 :.....	18
II .3.1.Les besoins domestiques :	19
II.4. Détermination de la consommation maximale journalière :.....	20
II.4.1. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :.....	21
II.5. Calcul de la capacité de réservoir :.....	22

Chapitre III : Description et pré-dimensionnement des éléments du château d'eau

III. Description et pré-dimensionnement des éléments du château d'eau :.....	26
III.1. Description du château d'eau	26
III.2 : Les avantages d'un château d'eau :.....	26
III.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :	27
III.3.1. Introduction :.....	27
III.3.2 Les démentions générales :	28
III.3.2.1 DIAMETRE DE LA CUVE :	28
III.3.2.2 COUPOLE SUPERIEURE :	28
III.3.2.3 Ceinture supérieure :.....	28
III.3.2.4 Tronc de cône :.....	28
III.3.2.5 coupole du fond :.....	28
III.3.2.6 cheminée :	29
III.3.3 le calcul du volume d'eau :	29
III.3.3.1 volume du cylindre ABCD :	29
III.3.3.2 volume du tronc de cône CDEF :	29
III.3.3.3 volume de la cheminée A'B'GH :	30
III.3.3.4 volume de la calotte sphérique EGHF :	30
III.3.3.5 Volume totale :.....	30
III.3.3.6 Volume de l'eau :	30
III.3.4. La détermination de la hauteur du fût :	30

Chapitre IV : Etude statique

IV. Etude statique :	33
IV.1. Description et principe de calcul des éléments du château d'eau :	33
IV.1.1. Coupole supérieure :	33
IV.1.2. La ceinture supérieure :	33

IV.1.3. La cuve tronconique :	33
IV.1.4. La coupole de fond :	33
IV.1.5. La cheminée :	33
IV.1.6. La ceinture inférieure :	34
IV.1.7. Le fût :	34
IV.2. Etude statique :	34
IV.2.1. La coupole supérieure :	34
IV.2.2. La ceinture supérieure :	37
IV.2.3. La cuve tronconique :	39
IV.2.3.1. Détermination des efforts et ferrailage dans chaque tranchée de la cuve :	40
IV.2.3.2. Détermination des efforts et ferrailage dans chaque tranchée de la cuve pleine :	41
IV.2.4. La coupole de fond :	44
IV.2.5. La ceinture inférieure :	46
IV.2.6. La cheminée :	48
Chapitre V : Evaluation de la période d'oscillation	
V. Evaluation de la période d'oscillation:	51
V.1.Méthode de console :	51
V.2. Le calcul du centre de gravité Z et le poids P des éléments :	51
V.2.1. Le centre de gravité de chaque élément :	51
V.2.2 Le calcul du poids P des éléments :	53
Chapitre VI : Etude Sismique-Etude hydrodynamique	
VI. Etude sismique-Etude hydrodynamique :	65
<i>VI.1.Etude sismique :</i>	65
<i>VI.1.1.Evaluation de la force sismique:</i>	65
<i>VI.1.2.Principe de modélisation :</i>	67

VI.2. Etude hydrodynamique :	74
VI.2.1. Introduction :	74
VI.2.2. <i>Le calcul des paramètres :</i>	74
VI.2.2.1. <i>Le rayon :</i>	74
VI.2.2.2 <i>Principe de la méthode approchée de calcul d'après HOUZNER :</i>	75
VI.2.2.3. <i>Calcul des poids :</i>	75
VI.2.2.4. <i>Le calcul des hauteurs h_i et h_0 :</i>	76
VI.2.2.5. <i>Calcul de la pulsation ω_n :</i>	76
VI.2.2.6. <i>Calcul des constantes de raideur « K_1 » et « K_0 »:</i>	76
VI.2.2.7. <i>Calcul des pulsations propres ω_1 et ω_2 du 1er et 2eme mode de vibration du système :</i>	78
VI.2.2.8. <i>Calcul des facteurs de participation (K_1) et (K_2) :</i>	79
VI.2.2.9. <i>Calcul des déplacements horizontaux :</i>	79
VI.2.2.10. <i>Calcul de la force horizontale :</i>	80
VI.2.2.11. <i>Calcul des sollicitations dans l'ouvrage :</i>	81
VI.2.2.12. <i>Détermination de la hauteur des vagues :</i>	82

Chapitre VII : Modélisation et interprétation des résultats

VII. Modélisation et interprétation des résultats :	84
VII.1. Modélisation :	84
VII.2. Exploitation des résultats :	85
VII.2.1. <i>Coupole supérieure</i>	85
VII.2.2. <i>Ceinture supérieure et inférieure:</i>	87
VII.2.3. <i>La cuve tronconique :</i>	88
VII.2.4. <i>La coupole de fond : (Voir description dans le chapitre IV)</i>	90
VII.2.5. <i>La cheminée :</i>	91
VII.2.6. <i>Le fût :</i>	93

Chapitre VIII : **Fondation**

VIII. Fondation :	99
VIII.1. Introduction	99
VIII.2. Dimensionnement du radier :	99
<i>VIII.2.1. Calcul de la hauteur du radier:</i>	99
<i>VIII.2.3. Vérification de la stabilité de l'ouvrage:</i>	102
VIII.2.4. Ferrailage de la fondation :	103
VIII.2.4.1. Détermination de la charge appliquée sur le radier (P) :	103
VIII.2.4.2. Calcul de ferrailage:	107

Chapitre IX : **Equipements hydrauliques**

IX. Equipements hydrauliques :	111
IX.1. Introduction :	111
IX.2. Description des différents éléments :	111
<i>IX.2.1. Conditions d'amenée d'eau (conduite d'arrivée):</i>	111
<i>IX.2.2. Conduite de distribution d'eau :</i>	111
<i>IX.2.3. Conduite de trop plein :</i>	112
<i>IX.2.4. Conduite de vidange :</i>	112
<i>IX.2.5. Robinet de vanne :</i>	112

Bibliographie

Annexes

Liste des figures :

Figure I-1 : localisation du site par GOOGLE EARTH.....	5
Figure I-2 : château d'eau.....	6
Figure I-3 : Diagramme parabole –rectangle des Contraintes –Déformations du béton.....	10
Figure I-4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	11
Figure I-5 : Diagramme contrainte-déformation pour tous les aciers.....	13
Figure III-1 : château d'eau.....	26
Figure III-2 : Dimension et symboles utilisés dans le calcul.....	27
Figure IV-1 : La coupole supérieure.....	34
Figure IV-2 : Ferrailage de la coupole de couverture.....	36
Figure IV-3 : La ceinture supérieure.....	37
Figure IV-4 : Ferrailage de la ceinture supérieure.....	38
Figure IV-5 : La cuve tronconique.....	39
Figure IV-6 : Ferrailage de la paroi de la cuve.....	43
Figure IV-7 : La coupole de fond.....	44
Figure IV-8 : Ferrailage de la coupole de fond.....	45
Figure IV-9 : La ceinture inférieure.....	46
Figure IV-10 : Ferrailage de la ceinture inférieure.....	47
Figure IV-11 : La cheminée.....	48
Figure IV-12 : Ferrailage de la cheminée.....	49
Figure V-1 : cuve tronconique.....	52
Figure V-2 : coupole.....	52
Figure V-3 : Dimensions du lanterneau.....	53
Figure V-4 : coupole supérieure.....	55
Figure V-5 : coupole inférieure.....	56
Figure V-6: ceinture supérieure.....	57
Figure V-7 : ceinture inférieure.....	57
Figure V-8 : cheminée.....	58
Figure V-9 : le poids de fut.....	59
Figure V-10 : Diametre de cuve tronconique.....	60
Figure VI-1 présentation des forces sismiques.....	67
Figure VI-2 : Présentation des réactions à l'encastrement cas « cuve vide ».....	69
Figure VI-3 : Diagramme des moments et efforts tranchants « cuve vide ».....	71
Figure VI-4 : Présentation des réactions à l'encastrement cas « cuve pleine ».....	72

Figure VI-5 : Diagramme des moments et efforts tranchants « cuve pleine ».....	73
Figure VI-6 : Modélisation du château d'eau.....	75
Figure VI-7 : Calcul des forces horizontales.....	80
Figure VI-8 : présentation des réactions à l'encastrement.....	81
Figure VII-1 : Cartographie suivant le méridien.....	85
Figure VII-2 : Cartographie suivant le parallèle.....	86
Figure VII-3 : Cartographie des moments de flexion dans la coupole supérieure.....	86
Figure VII-4 : Cartographie de la contrainte de compression.....	86
Figure VII-5 : moment de ceinture.....	87
Figure VII-6 : Cartographie de la cuve ELU.....	88
Figure VII-7 : Cartographie de la cuve ELS.....	88
Figure VII-8 : Cartographie de la contrainte de compression.....	89
Figure VII-9 : Cartographie de la coupole de fond ELU.....	90
Figure VII-10 : Cartographie de la coupole de fond ELS.....	90
Figure VII-11 : Cartographe de la contrainte de compression.....	91
Figure VII-12 : Cartographie de la cheminée ELU.....	92
Figure VII-13 : Cartographie de la cheminée ELS.....	92
Figure VII-14 : Cartographie des contraintes de compression.....	93
Figure VII-15 : Cartographie des Efforts normal.....	94
Figure VII-16 : Cartographie des Moments fléchissant.....	94
Figure VII-17 : Cartographie des Efforts tranchants.....	95
Figure VII-18 : cartographie des contraintes de compression	95
Figure VII-19: chéma statique de la marche porteuse.....	96
Figure VIII-1 : dimensions de radier.....	99
Figure VIII-2 : chéma statique.....	104
Figure VIII-3 : chéma statique de la superposition	104
Figure VIII-4 : section de calcul	107
Figure VIII-5 : ferailage de fondation.....	109
Figure IX-1 : conduite d'arrivée.....	111
Figure IX-2 : robinet de vanne.....	112

Liste des tableaux :

Tableau I-1 : caractéristiques mécaniques des aciers utilisés.....	12
Tableau II-1 : Besoins domestiques.....	19
Tableau II-2 : Besoins en eau des services publics.....	20
Tableau II-3 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants....	21
Tableau II-4 : Calcul des volumes d'eau.....	23
Tableau IV-1 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à vide en E.L.U.R.....	40
Tableau IV-2: Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à vide en ELS.....	40
Tableau IV-3 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en E.L.U.....	41
Tableau IV-4 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en ELS	41
Tableau IV-5 : Tableau des armatures.....	42
Tableau IV-6: L'effort du au poids propre et la pression de l'eau.....	42
Tableau V-1 : Calcul du poids de lanterneau.....	54
Tableau V-2 : Calcul du poids de la coupole supérieure.....	55
Tableau V-3 : Calcul poids de la coupole inférieure.....	56
Tableau V-4 : Calcul de Poids de la cuve.....	60
Tableau V-5 : Récapitulatif des poids des éléments.....	61
Tableau V-6 : Hauteur et poids de chaque élément.....	62
Tableau VI-1 : valeurs des pénalités P_q	66
Tableau VII-1 : Tableau des armatures.....	89
Tableau VIII-1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant.....	105
Tableau VIII-2 : récapitulatif des diagrammes des moments fléchissant.....	106

Liste des symboles :

A, AS , Amin : Aire de la section d'acier

E: Module d'élasticité longitudinale

Eij: Module de déformation longitudinale instantanée du béton

Evj : le module de déformation longitudinal différée du béton

Es: Module «DE YOUNG » d'élasticité de l'acier

G: Charge permanente

Q: Charge d'exploitation

τ_U : Coefficient ultime de cisaillement du béton

ν : Coefficient de poisson

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

Fbu : La contrainte limite dans le béton à l'ELU.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.

γ_b : Le coefficient partiel de sécurité

$\bar{\sigma}_s$: La contrainte limite de traction dans les aciers

η : Coefficient de fissuration

f : flèche;

F : Résistance d'un matériau

F_e : Limite d'élasticité de l'acier

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton en fonction du temps j

F_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton en fonction du temps j

F_{c28} et F_{t28} : grandeurs précédentes avec j=28jours

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression du béton

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier

σ : Contrainte normale en général

B : Section du béton.

D et D' : Respectivement distance du barycentre des armatures tendues et comprimées, à la fibre extrême la plus comprimée.

H : hauteur totale d'une section de béton armé

ε : Déformation relative

ε_s : Allongement relatif de l'acier tendu

ε_{bc} : La déformation du béton à la compression.

Q j (moy) : Consommation moyenne journalière en m³/j.

q_i : Dotation journalière en l/j/usager.

N_i : Nombre d'utilisateurs pour différentes catégories de consommateurs

P_n : la population à l'horizon considéré (2049)

P₀ : la population de l'année de référence. (2019) = 12259 hab.

T : le taux d'accroissement de la population par an : 2.5%

N : le nombre d'année séparant l'année de l'horizon considéré à l'année de référence

Q j (max) : la consommation maximale journalière

K j (max) : coefficient de variation journalier,

Q h (max) : le débit maximum horaire

Q_n : la norme de consommation journalière par habitant.

J : Perte de charge en mètre d'eau par mètre de canalisation.

ΔV^+ : Excédent en eau à différentes heures de la journée

ΔV^- : Insuffisance en eau à différentes heures de la journée

V_{inc} : Réserve d'incendie = 120m³/s

ΔT : variation horaire

A_h : coefficient de répartition horaires des apports en fonction des heures et de la population (en %).

R : le rayon de courbure

r: Rayon intérieur de réservoir.

f: Fleche de coupole

Vt : Volume totale

V : Volume d'eau

j : perte hydraulique en mm/m

D : diamètre de la conduite en m

K : Coefficient de rugosité, en mètres

L : la distance entre le château d'eau et le point le plus éloigné

S: Surface de la coupole

γ_e : Poids volumique de l'eau

P : poids de la masse concentrée en KN.

P1 : poids du support (fut) par unité de longueur.

I : moment d'inertie de la section transversale du support en m^4 .

E : moment de déformation de béton en KN/m^2 .

Z : hauteur de centre de gravité de la gravité de la masse oscillante (cuve) Par rapport à l'encastrement

g : l'accélération de la pesanteur

Zi = centre de gravité de l'élément "i" considéré

Pi = poids de l'élément "i"

ω_n : la pulsation propres

K1 et K0 : des constantes de raideur

B: Aire de la section du béton.

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

Mt: Moment tangentielle ;

Mr: Moment radial par unité de longueur ;

Mu: Moment de calcul ultime

Ms e r: Moment de calcul de service ou d'utilisation

F : effort normale de traction

P : Périmètre d'un carré

P': Périmètre d'un cercle

Uc : Diamètre de contour au niveau du feuillet moyen

Qu: poids de la structure à L'ELU

W: module de flexion

Introduction

Générale

Introduction Générale :

L'eau c'est la vie, on utilise dans plusieurs activités économiques, sociales ou culturelles et souvent en grande quantité donc L'idée est de chercher une solution pour améliorer l'accompagnement.

L'augmentation de la population a conduit au La souffrance de plusieurs régions d'Algérie d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable Alors doivent être construire plus de réservoir Pour réaliser la distribution, la consommation pour satisfaire la population.

Notre projet de fin d'étude consiste en l'étude d'un réservoir surélevé (château d'eau) sous forme tronconique d'une capacité de **500 m³** au niveau de la région « **OUED EI SABBAAH DAIRA AIN EI ARBAA** wilaya de **Ain TEMOUCHENT** »

Pour faire l'étude de ce réservoir Nous avons besoins une étude détaillée doit tenir compte de toutes les conditions qui influent sur l'ouvrage pendant son exploitation.

Ce qui nous amène utilisation des chapitres suivant :

- Le premier chapitre consiste en une présentation du château d'eau et les matériaux Utilisés (béton et acier) et leurs propriété, ainsi que leurs caractéristiques essentiels
 - Le deuxième chapitre traite, Estimation de besoin de l'eau potable et calcul La capacité du château d'eau pour pouvoir assurer l'approvisionnement de la commune en eau.
 - Le troisième chapitre porte sur le Description et pré-dimensionnement des différents éléments constituent l'ouvrage.
 - Le quatrième chapitre, exposées les méthodes de calcul des différents éléments de réservoir.
 - Le cinquième chapitre, calcul de la période d'oscillation, le centre de gravité de chaque élément et le poids P des éléments
 - Le sixième chapitre, l'étude sismique (hydrostatique), afin de déterminer les sollicitations qui peuvent être engendrées dans des différents éléments constituant la cuve, avec les différents chargements (charges permanentes, d'exploitations). Comme la présente

Introduction générale

étude concerne un réservoir surélevé, l'étude hydrodynamique complétera le calcul sismique, où nous avons utilisé la méthode approchée D'HOUZNER

- Le septième chapitre comporte on présente le logiciel ROBOT d'une part et le calcul du fut d'une autre part
- Le huitième chapitre est consacré au dimensionnement et ferrailage des fondations.
- Le neuvième et dernier chapitre consiste à définir les différents équipements de l'ouvrage.
- Enfin, une conclusion générale.

Chapitre I :

Présentation du projet et hypothèse de calcul

I.1-Présentation de l'ouvrage :

-Le présent travail que nous avons plaisir de supporter a pour objectif de mettre en application les connaissances acquises durant la formation d'ingénieur, par l'étude d'un château d'eau projeté surélevé de 19m de hauteur avec une capacité de 500m³, puisqu'il fait partie d'un ouvrage en béton armé de grande importance, cet ouvrage est dévolu à fournir en eau potable la localité de **OEUD SEBBAH DAIRA AIN EI ARBAA** wilaya de **AIN TEMOUCHENT**.



Figure I-1 : localisation du site par GOOGLE EARTH.

-Cette région est classée en zone de faible sismicité (zone II) selon le règlement parasismique en vigueur en Algérie (**RPA 99-version 2003**).

La forme de notre château d'eau est tronconique. Il constitue essentiellement des éléments suivants :

1. Un lanterneau
2. Une coupole de couverture (coupole supérieure)
3. Une ceinture supérieure
4. Une cuve tronconique
5. Une cheminée
6. Une coupole inférieure
7. Une ceinture inférieure
8. Un fut cylindrique
9. radier

- Tronc de cône : (tronconique) :
 - Diamètre inférieur intérieur = 5.80m.
 - Diamètre supérieur intérieur = 17.70m
 - Hauteur = 5.55 m.
 - Epaisseur = 0.30 m.

- Fond de cuve :
 - Diamètre = 5.80 m.
 - Epaisseur = 0.30 m.
 - Rayon de courbure = 4m.
 - Fleche = 1.25 m

- Cheminée :
 - Diamètre intérieur = 2m.
 - Hauteur = 4.90 m.
 - Epaisseur = 0.20 m.

- Fut (voile en béton armé) :
 - Cylindrique diamètre extérieur = 5.80m
 - Epaisseur = 0.30 m
 - Hauteur : = 19.80 m.

Pour assurer la stabilité de la structure, les éléments constructifs doivent résister à diverses procédures et pressions

Les procédures discutées dans cette étude. Elles peuvent être permanentes ou instantanées avec une densité constante ou très variable dans le temps.

Elles comprennent :

- Poids propre de chaque composant.
- Les charges d'exploitations.
- L'effet du séisme (choc, explosion).

En général il est due à des effets qui se produisent rarement et avec une courte période d'application.

- l'effet hydrodynamique.

I.3-CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX UTILISENT :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.3.1) Le béton :

a-Définition :

On appelle béton un mélange utilisé pour réaliser des structures porteuses. Peut-être coulé dans des coffrages ou mis en œuvre sous forme de blocs préfabriqués. En maçonnerie traditionnelle, le béton se compose de ciment et d'un agrégat de sable et de gravier, gâchés avec de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant)

Le béton possède les qualités suivantes :

1. La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
2. La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
3. Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement les plus faibles possibles.
4. La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'altitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
5. On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/2003**.

Pour l'étude de notre château on a utilisé un béton armé dosé à 400kg/m^3 pour avoir une bonne étanchéité.

b-Résistances du béton :

il s'agit surtout de la résistance à la compression mais également à la traction :

b-1-Résistances en compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de **16 cm** de diamètre et de **32cm** de hauteur et La section est de 200 cm^2 .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art 2-1-11 BAEL 91**).

- On utilise les formules suivantes pour calculer la résistance du béton à un âge $j \leq 28$:(d'après le **CBA93**)

$$F_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$F_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} > 40 \text{MPa}$$

Pour $j > 28$:

$$F_{cj} = 1.1 \times f_{c28} \quad \text{pour } F_{c28} \leq 40 \text{MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} \quad \text{Avec } j \leq 28 \text{ jours} \Rightarrow \mathbf{f_{c28} = 30 \text{MPa}}$$

b-2- La résistance à la traction :

La résistance à la traction du béton j jour notée F_{tj} est défini conventionnellement par la relation suivante:

$$f_{t28} = 0,6+0,006 \times f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = \mathbf{2,10 \text{MPa}}$, pour un dosage de $\mathbf{350 \text{kg/m}^3}$.

Pour $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = \mathbf{2,4 \text{MPa}}$, pour un dosage de $\mathbf{400 \text{kg/m}^3}$.

c- Module de déformation longitudinale (E) du béton :***c-1- Module de déformation instantané:***

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du Béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{ij} = 3.418 \cdot 10^4 \text{MPa} , \text{ Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} .$$

c-2-Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application inférieure à 24h on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_{vj} = 1.150 \times 10^4 \text{ MPa}$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.

1.État limite ultime (ELU) :

➤ Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

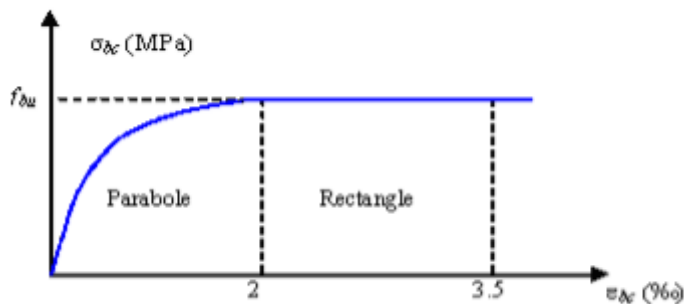


Figure I-3 : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes –Déformations du béton

σ_{bc} : La contrainte de compression du béton.

ϵ_{bc} : La déformation du béton à la compression.

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b \left[1 - \left(2 - \frac{\epsilon_{bc}}{2} \right) \right]}$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bu} = 0.85 \frac{F_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

F_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b Le coefficient partiel de sécurité pour le béton.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Combinaison sous accidentelle.} \\ 1.5 & \text{Autres cas.} \end{cases}$$

θ : Coefficient prenant en compte la durée(t) d'application des charges.

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{pour } t > 24 \text{ heures.} \\ 0.9 & \text{pour } 0 \text{ heures} \leq t \leq 24 \text{ heures.} \\ 0.85 & \text{Pour } t \leq 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

Pour notre cas : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{1 \cdot 1,5}$

2- *Etat limite de service (ELS)*:

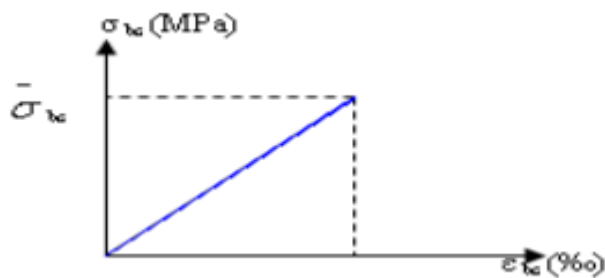


Figure I-4 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot F_{c28} = 0.6 \cdot 30 = 18 \text{ MPA}$$

➤ *Coefficient ultime de cisaillement du béton :*

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPA})$$

$$\tau_u = \min(3\text{MPa}; 4\text{MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3\text{MPa}$$

➤ *Le coefficient de poisson :*

sera pris égal à:

$$v = \begin{cases} \frac{\Delta a}{a} & \text{Allongement relatif de la section transversale} \\ \frac{\Delta L}{L} & \text{Allongement relatif de la section longitudinale.} \end{cases}$$

Avec :

$$v = 0 \quad \text{pour l'état limite ultime (E.L.U).}$$

$$v = 0.2 \quad \text{pour l'état limite de service (E.L.S).}$$

Coefficient de dilatation thermique :

A défauts de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique est pris égal à

$$10^{-5} \text{ par degré C}$$

3-2-L'Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Les caractéristiques mécaniques des aciers utilisés sont présentées dans

Le tableau suivant :

Acier	Désignation	Limite d'élasticité Fe(MPa)	Utilisation
H.A	FeE 400	400	Tous Travaux en B : A
R.L	FeE 215	215	Epingles cadres, étriers

Tableau I-1 : caractéristiques mécaniques des aciers utilisés

On prévoit des aciers :

- ❖ Pour les armatures longitudinales : **H.A FeE 400**
- ❖ Pour les armatures Transversales : **R.L FeE 215**

- contraintes limites de l'acier :
- Etat limite ultime :

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

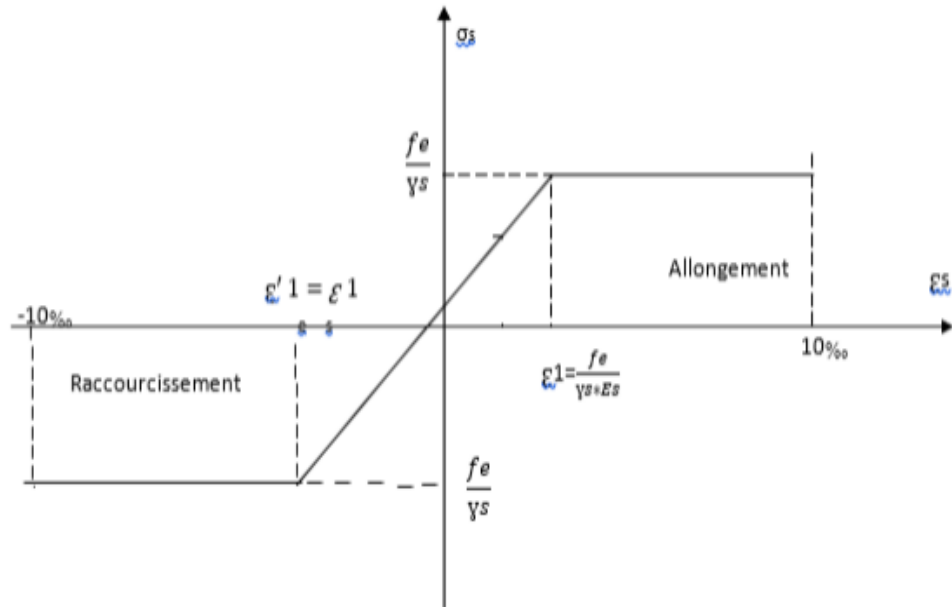


Figure I -5 : Diagramme contrainte-déformation pour tous les aciers

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec : F_{ed} : résistance de calcul des aciers à l'ELU

F_e : limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient partiel de sécurité pour les aciers

$$\gamma_s \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{combinaisons accidentelles.} \\ 1.15 & \rightarrow \text{autres cas (le cas de ce projet).} \end{cases}$$

Pour notre cas : $F_{ed} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

-L'allongement (ϵ_{sl}) :

$$\epsilon_{sl} = \frac{F_{ed}}{E_s}$$

Avec :

ϵ_{sl} : allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance

de Calcul $\frac{f_e}{\gamma_s}$

σ_s : Contrainte de traction de l'acier

E_s : module d'élasticité de l'acier

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_s = \frac{348}{2.10^5} = 1.74 \text{ ‰}$$

- L'allongement et le raccourcissement sont limités à **10%**

• **Etat limite de service :**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures

:

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

• **Ronds lisses :** $\overline{\sigma_s} = (2 / 3) \times f_e$

• **Barres HA :** $\overline{\sigma_s} = \max \begin{cases} 0.5 \times f_e \\ 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{cases} \text{ (MPa)}$

feE400 $\overline{\sigma_s} = 176 \text{ Mpa}$

- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

• **Ronds lisses :** $\overline{\sigma_s} = 0.8 \times (2 / 3) \times f_e$

• **Barres HA :** $\overline{\sigma_s} = \max \begin{cases} 0.4 \times f_e \\ 88 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \end{cases} \text{ (MPa)}$

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite des aciers tendus à l'ELS

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses

$\eta = 1,6$ Pour les armatures a haute adhérence

-**Coefficient d'équivalence :**

$n = E_s / E_b = 15$ (valeur conventionnelle)

I.4- Combinaison de calcul :

- ELU

$$S = 1.35G + 1.5Q$$

- ELS

$$S = G + Q$$

-Les combinaisons accidentelles :- **Soulèvement**

$$0.8G \pm E_x$$

$$0.8G \pm E_y$$

- **Portique auto stable**

$$G + Q + 1.2E_x$$

$$G + Q + 1.2E_y$$

- **Contreventement**

$$G + Q + E_x$$

$$G + Q + E_y$$

Avec : **G** : la charge permanente

Q : la charge d'exploitation

E : action du séisme représentée par ses composants horizontal

. Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est :
 $f_{c28} = \ll 30 \text{ Mpa.}$
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$
- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ MPa.}$
- Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le : « feE 400 » H.A fe=400 MPa
 - transversales : on a choisi le : « feE 235 » R.L
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : « feE 500 » H.A fe= 500 MPa

- Rapport géotechnique :

La contrainte admissible du sol est égale à 2.20 bars.

DONNEES GENERALES :

Normes utilisées :

- Normes Françaises

B.A.E.L 91.

R.P.A 99 version 2003.

Chapitre II :

Estimation des besoins en eau potable

II . Estimation des besoins en eau potable :

II. 1 Introduction :

Une bonne conception de projet commence tout d'abord par une estimation convenable des différents besoins que l'agglomération peut exiger.

Notre étude sera menée sur l'horizon 2049, en prenant en considération les besoins futures de la population, non seulement selon l'accroissement de la population dans le temps, mais aussi selon l'extension des équipements dans la zone étudiée

II. 2. Evaluation de la population :

L'étude concernant l'estimation des besoins en eau reste liée au développement démographique. Donc l'estimation doit être faite en fonction de l'évaluation de la population à différents horizons.

On peut estimer le nombre d'habitants sur un temps donnée, en utilisant la loi d'accroissement démographique donnée par la formule suivante:

$$P^n = P_0 (1+\tau)^n.$$

Avec :

P_n : la population à l'horizon considéré (2049)

P_0 : la population de l'année de référence. (2019) = 12259 habs.

T : le taux d'accroissement de la population par an : 2.5%

n : le nombre d'année séparant l'année de l'horizon considéré à l'année de référence $n= 30$

$$P_n (2049) = 12259(1+0.025)^{30} = 25714 \text{habitants}$$

$$P_n (2049) = 25714 \text{habitants}$$

II .3.Estimation en eau potable par catégorie à l'horizon 2049 :

Dans le projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que :

- **Besoins domestiques**
- **besoins des services publics**

II.3.1. Les besoins domestiques :

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

Cette consommation varie comme suit :

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

pour notre projet la commune dépasse en nombre d'habitants les 20000 habitants, il convient de donner une dotation de 150l/j/hab

Population	Dotation (l/j/hab)	Qjmoy (m3/j)
25714	150	3857

Tableau II-1 : Besoins domestiques

$$Q_{jmoy} = \sum(q_i N_i) / 1000 \quad (m^3/j)$$

Avec :

Qjmoy : Consommation moyenne journalière en m³/j.

qi : Dotation journalière en l/j/usager.

Ni : Nombre d'usagers pour différentes catégories de consommateurs

II.3.2. Les besoins des services publics :

L'évaluation des besoins en eau des équipements est indispensable pour le calcul du volume d'eau nécessaire à l'agglomération, afin d'éviter toute perturbation. Pour cela, la dotation moyenne journalière, est choisie selon chaque équipement. Les besoins publics (équipements) se présentent comme suit :

- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins administratifs.
- Besoins socioculturels

Equipement	Nombre	Unité	dotation (L/uni/j)	Consomation(m ³ /j)
Ecole	7	1512	15	22.68
CEM	2	833	15	12.5
Mosquée	4	3000	20	60
Santé	5	40	25	1
Administrative	7	100	10	1
Commerce	4	280	10	2.8
Total				99.98

Tableau II-2 : Besoins en eau des services publics

Le besoin en eau dans la commune de oued sebbah est :

$$Q_j(\text{moy}) = 3857 + 99.98 = 3956.98 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_j(\text{moy}) = 3956.98 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.4. Détermination de la consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est donné par la formule suivante :

$$Q_j(\text{max}) = k_j(\text{max}) * Q_j(\text{moy})$$

$k_j(\text{max})$: coefficient de variation journalier, il consiste à majorer le débit moyen journalier à cause des fuites et gaspillage. Sa valeur varie entre 1.1 et 1.3, dans notre cas on prend **1.3**

$$Q_j(\text{max}) = 1.3 * 3956.98 = 5144.074 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_j(\text{max}) = 5144.074 \text{ m}^3/\text{j}$$

II.4.1. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants :

La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction de nombre d'habitant dans le tableau :

Tableau II-3 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Temp	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	plus de 100000	
0h-1h	0.01	0.015	0.03	0.0331	0.0075
1h-2h	0.01	0.015	0.032	0.0325	0.0075
2h-3h	0.01	0.015	0.025	0.033	0.01
3h-4h	0.01	0.015	0.026	0.032	0.01
4h-5h	0.02	0.025	0.035	0.0325	0.03
5h-6h	0.03	0.035	0.041	0.034	0.055
6h-7h	0.05	0.045	0.045	0.0385	0.055
7h-8h	0.065	0.055	0.049	0.0445	0.055
8h-9h	0.065	0.0625	0.049	0.052	0.035
9h-10h	0.055	0.0625	0.056	0.0505	0.035
10h-11h	0.045	0.0625	0.048	0.0485	0.06
11h-12h	0.055	0.0625	0.047	0.046	0.085
12h-13h	0.07	0.05	0.044	0.046	0.085
13h-14h	0.07	0.05	0.041	0.0455	0.06
14h-15h	0.055	0.055	0.042	0.0475	0.05
15h-16h	0.045	0.06	0.044	0.047	0.05
16h-17h	0.05	0.06	0.043	0.0465	0.035
17h-18h	0.065	0.055	0.041	0.0435	0.035
18h-19h	0.065	0.05	0.045	0.044	0.06
19h-20h	0.05	0.045	0.045	0.043	0.06
20h-21h	0.045	0.04	0.045	0.043	0.06
21h-22h	0.03	0.03	0.048	0.0375	0.03
22h-23h	0.02	0.02	0.046	0.0375	0.02
23h-24h	0.01	0.015	0.033	0.037	0.01

La population estimée à l'horizon 2049 dans notre cas est entre 10001 à 50000

II.5. Calcul de la capacité de réservoir :

La capacité de réservoir est déterminée en considérant le débit maximum horaire

$$Qh(\max) = \frac{Qj(\max)}{24} = \frac{5144.074}{24}$$

$$Qh(\max) = 214.34 \text{ m}^3/\text{h}$$

Dans notre cas, nous allons utiliser la méthode analytique, qui consiste à déterminer les excès et les insuffisances à différentes heures de la journée.

Le volume est donné par : $V = |\Delta V + \max| + |\Delta V - \max| + V \text{ inc}$

$\Delta V +$: Excédent en eau à différentes heures de la journée

$\Delta V -$: Insuffisance en eau à différentes heures de la journée

$V \text{ inc}$: Réserve d'incendie = 120 m³/s

Le résultat de ces calculs est donné dans le tableau ci-dessous :

L'apport = $Qh \text{ max} \times \Delta T$ (ΔT : variation horaire = 1h)

La consommation = $Q h \text{ max} \times \Delta T \times ah \times 24$

ah : coefficient de répartition horaires des apports en fonction des heures et de la population (en %).

Voir tableau précédent.

Tableau II-4 : Calcul des volumes d'eau

Temps	Coefficient % ah	Volumes partiels		Volumes cumulé		$\Delta V+$	$\Delta V-$
		V Apporté	V Consommé	V Apporté	V Consommé		
0h-1h	0.03	214.34	154.325	214.34	154.325	60.015	0
1h-2h	0.032	214.34	164.613	428.68	318.938	109.742	0
2h-3h	0.025	214.34	128.604	643.02	447.542	195.478	0
3h-4h	0.026	214.34	133.748	857.36	581.29	276.07	0
4h-5h	0.035	214.34	180.047	1071.7	761.337	310.363	0
5h-6h	0.041	214.34	210.910	1286.04	972.247	313.793	0
6h-7h	0.045	214.34	231.487	1500.38	1203.734	296.646	0
7h-8h	0.049	214.34	252.064	1714.72	1455.798	258.922	0
8h-9h	0.049	214.34	252.064	1929.07	1707.862	221.208	0
9h-10h	0.056	214.34	288.073	2143.41	1995.935	147.475	0
10h-11h	0.048	214.34	246.920	2357.75	2242.855	114.895	0
11h-12h	0.047	214.34	241.776	2572.09	2484.631	87.459	0
12h-13h	0.044	214.34	226.343	2786.43	2710.974	75.456	0
13h-14h	0.041	214.34	210.910	3000.77	2921.884	78.886	0
14h-15h	0.042	214.34	216.055	3215.11	3137.939	77.171	0
15h-16h	0.044	214.34	226.343	3429.45	3364.282	65.168	0
16h-17h	0.043	214.34	221.199	3643.79	3585.481	58.309	0
17h-18h	0.041	214.34	210.910	3858.13	3796.391	61.739	0
18h-19h	0.045	214.34	231.487	4072.47	4027.878	0	0.408
19h-20h	0.045	214.34	231.487	4286.81	4259.365	27.445	0
20h-21h	0.045	214.34	231.487	4501.15	4490.852	10.298	0
21h-22h	0.048	214.34	246.920	4715.4	4737.772	0	22.82
22h-23h	0.046	214.34	236.631	929.83	4974.403	0	44.573
23h-24h	0.033	214.34	169.757	5144.17	5144.17	0	0

ΔV^+ : volume d'eau en excès

$$\Delta V^+ = \text{apport} - \text{conso si apport} > \text{conso}$$

sa valeur maximale dans cet intervalle est :

$$\Delta V^+_{\text{max}} = 313.793 \text{ m}^3 (5\text{h}-6\text{h})$$

sa valeur maximale est :

$$\Delta V^-_{\text{max}} = 44.573 \text{ m}^3 (22\text{h}-23\text{h})$$

Le volume d'eau nécessaire pour l'alimentation est en eau potable est donné par la formule

:

$$V_{\text{eau}} = \Delta V^+_{\text{max}} + \Delta V^-_{\text{max}} + V_{\text{inc}} = 313.793 + 44.573 + 120$$

$$V_{\text{eau}} = 479 \text{ m}^3$$

On retient que la commune de oued sabah, pour être servi correctement en eau potable et pour une année d'horizon qui est 2049, a besoin d'un réservoir de **500 m³** de capacité.

Chapitre III :
Description et pré-
dimensionnement des
éléments du château
d'eau

III. Description et pré-dimensionnement des éléments du château d'eau :

III.1. Description du château d'eau

Un château d'eau est une construction destinée à entreposer l'eau, et placée en général sur un sommet géographique pour permettre de la distribuer sous pression.

La réserve d'eau joue un rôle de tampon entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage. Lorsque la topographie du terrain permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette solution qui est généralement choisie. Quand il n'y a pas un point assez haut au sol, le concepteur du réseau a le choix entre un château d'eau (réservoir surélevé) et un réservoir au sol avec un surpresseur.

Le château d'eau est composé de deux parties principales : la cuve et le support de la cuve appelé tour ou fût.



Figure III-1 : château d'eau

III.2 : Les avantages d'un château d'eau :

* Les pompes d'alimentation fonctionnent à pression et à débit constants, donc avec à un bon rendement. La consommation en énergie est donc faible. * Au niveau de la fiabilité, en cas de panne EDF ou de panne mécanique du pompage, le fonctionnement du réseau continue par gravité. Le château apporte au réseau de distribution une grande sécurité, car il contient en général la consommation d'une journée moyenne.

* Il permet le maintien de la pression sur le réseau de distribution, tout en autorisant les interventions techniques sur la partie amont du réservoir.

* En cas de catastrophe (tempête, feux, ...) il facilite le maintien de la distribution en eau à moindre coût.

III.3. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

III.3.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de coffrage des différents éléments résistants.

D'après « Fonlladosa » qui a donné les formules ci-dessous permettant de dimensionner à prévoir un réservoir de volume 500m^3 .

Les notations et les symboles utilisés :

V1 : volume du cylindre ABCD

V2 : volume du tronc de cône CDEF

V3 : volume de la cheminée A'B'GH

V4 : volume de la calotte sphérique EGHF

H : hauteur totale de la cuve

H1 : Hauteur libre du niveau de l'eau jusqu'à la base de la ceinture supérieure

H2 : Hauteur d'eau utile

D1 : Diamètre intérieur de la cuve

D2 : diamètre de la coupole inférieure

D3 : diamètre de la cheminée

L : rayon parallèle à la coupole du fond

R1 : le rayon de courbure de coupole supérieure

R2 : le rayon de courbure de coupole du fond

f1 : flèche de la coupole

f2 : flèche inférieure

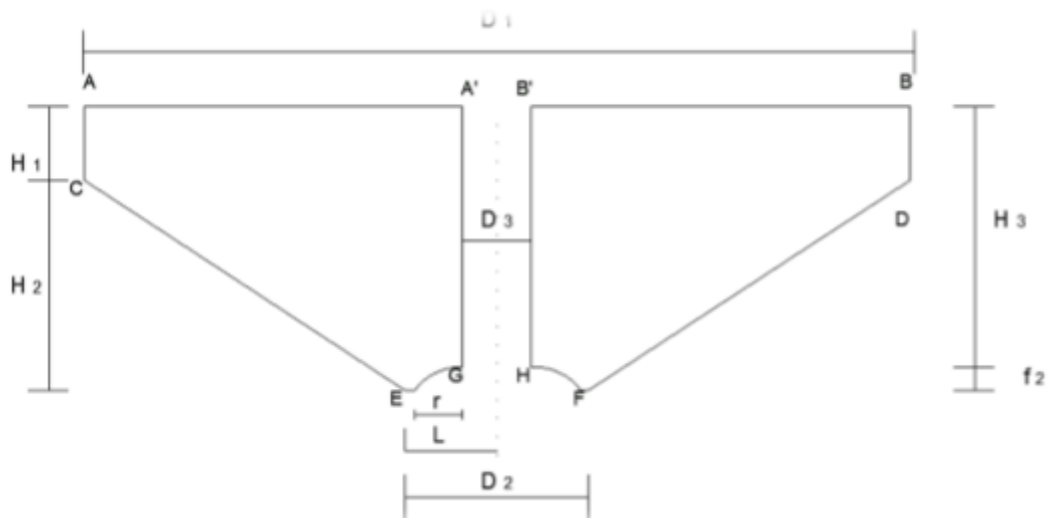


Figure III-2 : Dimension et symboles utilisés dans le calcul**III.3.2 Les démentions générales :****III.3.2.1 DIAMETRE DE LA CUVE :**

$$D1 = 1.405 \sqrt[3]{V} \Rightarrow \text{AN: } D1 = 1.405 \sqrt[3]{500} \Rightarrow D1 = 11.15\text{m.}$$

On prend **D1 = 11.20 m.**

Hauteur totale de la cuve :

$$H = H1 + H2 = 1.12 + 5.2$$

$$\mathbf{H = 6.32m}$$

III.3.2.2 COUPOLE SUPERIEURE :

- La flèche d'après « FONLLADOSA » (f') :

$$f' = 0.104 d_1 \Rightarrow f' = 0.104 * 11.2 = 1.165\text{m.}$$

On prend: **f' = 1.17m.**

-le rayon de courbure est donné par la formule :(D'après calcul des ouvrages en béton armé par **Belazougui** page 261)

$$R_1 = \frac{r_1^2 + f'^2}{2f'} \Rightarrow R_1 = \frac{5.6^2 + 1.17^2}{2 * 1.17} \Rightarrow R_1 = 13.986 \text{ m}$$

$$R_1 = 14 \text{ m}$$

III.3.2.3 Ceinture supérieure :

$$H1 = 0.10 * D1 = 0.10 * 11.20$$

$$H1 = 1.12\text{m}$$

III.3.2.4 Tronc de cône :

La partie tronconique qu'est sollicitée à une pression importante

L'angle d'inclinaison de la partie tronconique est pris égal à 45°

avec : une hauteur du tronc de cône prise égale à.

$$H2 = 0.460 * D1 = 0.460 * 11.2 = 5.15\text{m}$$

On prend : **H2 = 5.2m**

$$\alpha = 45^\circ \quad \text{Donc} \quad \text{tg } \alpha = 1$$

III.3.2.5 coupole du fond :

-Le diamètre de la coupole du fond (d) :

$$D2 = D1 - 2 H1 \Rightarrow d_2 = 11.2 - (2 * 1.12) \Rightarrow D2 = 8.96 \text{ m.}$$

$$\mathbf{D2 = 9m}$$

-Flèche de la coupole du fond (f):

$$f = 0.104 D2 \Rightarrow f = 0.104 * 9 \Rightarrow f = 0.94m.$$

-Rayon de la courbure de la coupole du fond (R) :

$$R_2 = \frac{r^2 + f^2}{2f} \Rightarrow R_2 = \frac{4.5^2 + 0.94^2}{2 * 0.94} \Rightarrow R_2 = 11.24 m.$$

- Rayon parallèle à la coupole du fond

$$L = D2/2 = 9/2 = 4.5m$$

III.3.2.6 cheminée :

diamètre de la cheminée

$$D3 = 1.5 m$$

III.3.3 le calcul du volume d'eau :

On prend :

$$D1 = 16.6m$$

$$D2 = 5.20m$$

$$D3 = 1.6m$$

$$H1 = 0.6m$$

$$H2 = 5.55m$$

$$H = H1 + H2 = 6.15m$$

$$H3 = H - f2 = 4.90m$$

$$r = 1.8m$$

$$f1 = 3.85m$$

$$f2 = 1.25m$$

$$R = \frac{r^2 + f2^2}{2f2} = \frac{1.8^2 + 1.25^2}{2 * 1.25} = 1.92m$$

III.3.3.1 volume du cylindre ABCD :

$$V1 = (\pi * D1^2 / 4) * H1 \Rightarrow V1 = (3.14 * 16.6^2 / 4) * 0.6$$

$$V1 = 129.79m^3$$

III.3.3.2 volume du tronc de cône CDEF :

$$V2 = \pi \frac{H2}{3} * \left(\frac{D1^2}{4} + \frac{D2^2}{4} + \frac{D1 * D2}{4} \right)$$

$$\Rightarrow V_2 = \left(3.14 \frac{5.55}{3} \right) * \left(\frac{16.6^2}{4} + \frac{5.2^2}{4} + \frac{16.6 * 5.2}{4} \right)$$

$$V_2 = 564.80 \text{ m}^3$$

III.3.3.3 volume de la cheminée A'B'GH :

$$V_3 = \left(\pi \frac{D^2}{4} \right) * 4.90$$

$$V_3 = 3.14 \frac{1.6^2}{4} * 4.90$$

$$V_3 = 9.85 \text{ m}^3$$

III.3.3.4 volume de la calotte sphérique EGHF :

$$V_4 = \frac{\pi}{3} f^2 (3R - r) \Rightarrow V_4 = \frac{\pi}{3} * 1.25^2 (3 * 1.92 - 1.8)$$

$$V_4 = 6.47 \text{ m}^3$$

III.3.3.5 Volume totale :

$$V_t = (V_1 + V_2) - (V_3 + V_4) \Rightarrow V_{\text{total}} = (129.79 + 564.80) - (9.85 + 6.47)$$

$$V_t = 678.27 \text{ m}^3$$

III.3.3.6 Volume de l'eau :

$$V_{\text{eau}} = V_2 - (V_3 + V_4) \Rightarrow V_{\text{eau}} = 564.80 - (9.85 + 6.47)$$

$$V_{\text{eau}} = 548.5 \text{ m}^3$$

III.3.4. La détermination de la hauteur du fût :

C'est en fonction de la consommation d'eau, la pression demandée et la topographie du site que la hauteur d'implantation du château d'eau est calculée

La perte de charge est calculée par la formule de Lechapt et Calmons :

$$j = L * \frac{Q^m}{D^N}$$

j : perte hydraulique en mm/m

Q : le débit maximal en m³/s

$$Q = \frac{Q_{\text{max}}}{24 * 3600} = \frac{5144.074}{24 * 3600}$$

$$Q = 0.0595 \text{ m}^3/\text{s}$$

D : diamètre de la conduite en m

$$D = \sqrt{(0.0595)} = 0.25 \text{ m}$$

L, M et N : les coefficients qui sont en fonction de rugosité K

K = 0.5 mm en fonction de la nature de la conduite utilisée (fonte)

Alors $L=1.4$ $M=1.96$ $N=5.19$

$$j = (1.4 \times \frac{0.0595^{1.96}}{0.25^{5.19}}) / 1000$$

$$j = 0.0074$$

La pression est $J=j \times L$ (L : la distance entre le château d'eau et le point le plus éloigné d'après D.A.E.P $L=5200m$)

$$J = 0.0074 \times 5200$$

$$\mathbf{J=38.48m}$$

La cote radiée du château d'eau est : $C_{radier} = 60 + 10 = 70m$

Pour assurer une bonne pression au point on ajout 10m à la cote à radier donc

$$C_{radier} = 70 + 38.48 = \mathbf{108.48m}$$

$C_{sol}=90m$ (d'après le D.A.E.P)

$$\text{La hauteur du fut est } H_{fut} = C_{radier} - C_{sol} = 108.48 - 90 = \mathbf{18.48m}$$

Nous prenons en définitif 18.5m

Chapitre IV :

Etude statique

IV. Etude statique :

IV.1. Description et principe de calcul des éléments du château d'eau :

IV.1.1. Coupole supérieure :

Les coupoles sont des coques destinées à couvrir un espace de forme plupart circulaire mais aussi polygonal ou de toute autre forme.

IV.1.2. La ceinture supérieure :

La ceinture supérieure est une poutre circulaire qui se trouve à la base de la coupole de couverture reposant sur la cuve, elle est destinée à reprendre l'effort de traction créée à la base de la coupole.

La ceinture est sollicitée par les efforts suivants :

Une pression interne (poussée de la coupole),

Éventuellement de la poussée de l'eau

IV.1.3. La cuve tronconique :

Elle sert à stocker temporairement l'eau potable avant sa distribution

La cuve est sollicitée par :

Son poids propre

La poussée de l'eau

La charge verticale de la coupole

Le poids de la ceinture

IV.1.4. La coupole de fond :

C'est comme la coupole supérieure mais elle est petite qui se trouve à la base de la cuve tronconique

IV.1.5. La cheminée :

La cheminée travaille à la compression. Si nous considérons une tranche de 1m de hauteur, l'effort de compression aura pour valeur :

$$F = p \cdot r$$

P : pression de l'eau.

r : rayon de la cheminée.

IV.1.6. La ceinture inférieure :

C'est un poutre circulaire a la base de tronc de cône

IV.1.7. Le fût :

Le fût est le support de l'ouvrage il est sollicité par la composante verticale de la force C2,

N2 et le poids propre de la ceinture inferieure.

IV.2. Etude statique :**IV.2.1. La coupole supérieure :**

La coupole a pour diamètre **D1 = 16.6m**

- La flèche : il est recommandé de prendre sa valeur supérieure à D/10
(Fascicule 74 : construction des réservoirs en béton)

$$f1 \geq = \frac{D1}{10} = 1.66 \text{ m}$$

Ou $\frac{D1}{12} < f < \frac{D1}{8} \Rightarrow 1.38 < f < 2.08$ (Calcul des ouvrages en béton armé par

Belazougui)

Rayon de courbure : $r=8.3\text{m}$

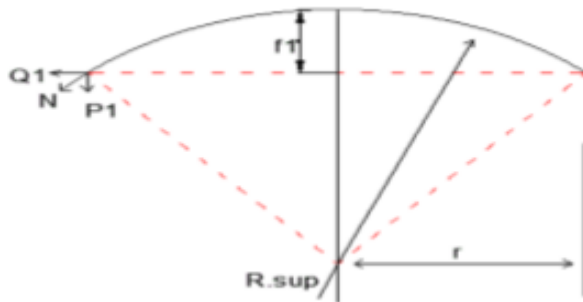


Figure IV-1: La coupole supérieure

$$R = \frac{r^2 + f1^2}{2f1} \Rightarrow R = \frac{8.3^2 + 1.66^2}{2 \cdot 1.66} \Rightarrow R = 21.58 \text{ m.}$$

$$\text{Tg} \alpha = \frac{r}{R - f1} = \frac{8.3}{21.58 - 1.66} = 0.42 \Rightarrow \alpha = 22.62^\circ$$

$$\text{Cos} \alpha = 0.92$$

$$\text{Sin} \alpha = 0.38$$

Surface de la coupole :

$$S = 2\pi \times R \times f1 = 2 \times 3.14 \times 21.58 \times 1.66 = 224.97 \text{ m}^2$$

[Pour la valeur de γ_b vous devez prendre 25kN/m³ au lieu de 30 kN/m³]

- **Descente de charge : Charge permanente :**

Poids propre de la coupole	0.12 x 30 = 3.6 KN/m ²
Enduit interne.....	0.02 x 22 = 0.44 KN/m ²
Enduit externe.....	0.02 x 22 = 0.44 KN/m ²
Etanchéité multicouche.....	0.12 KN/m ²

$$\mathbf{G = 4.6 \text{ KN/m}^2}$$

Charge d'exploitation : **Q=1.00 KN/m²**

➤ **E.L.U :**

$$P = 1.35G + 1.5Q = 1.35(4.6) + 1.5(1) = \mathbf{7.71 \text{ KN/m}^2}$$

-La charge sur la coupole : $Q = P \times S = 7.71 \times 224.97 = \mathbf{1734.52 \text{ KN}}$

-La charge verticale P1 par mètre linéaire de ceinture :

$$P1 = P \times \frac{(r^2 + f1^2)}{2r} = 7.71 * \frac{(8.3^2 + 1.66^2)}{2 * 8.3} = \mathbf{33.28 \text{ KN/ml}}$$

- La poussée horizontale Q1 par mètre linéaire de ceinture :

$$Q1 = P1 \times \frac{(r^2 - f1^2)}{2rf1} = 7.71 * \frac{(8.3^2 - 1.66^2)}{2 * 8.3 * 1.66} = \mathbf{79.87 \text{ KN/ml}}$$

-L'effort normal résultant :

$$N = \sqrt{(P1^2 + Q1^2)} = \sqrt{(33.28^2 + 79.87^2)} = \mathbf{86.53 \text{ KN/ml}}$$

➤ **E.L.S :**

$$P = G + Q = \mathbf{5.6 \text{ KN/m}^2}$$

La charge sur la coupole : $Q = P \times S = \mathbf{1259.83 \text{ KN}}$

$$\text{La charge } P1 = P \times \frac{(r^2 + f1^2)}{2r} = \mathbf{24.17 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{La charge } Q1 = P1 \times \frac{(r^2 - f1^2)}{2rf1} = \mathbf{58 \text{ KN/ml}}$$

L'effort normal résultant : $N = \sqrt{(P1^2 + Q1^2)} = \mathbf{62.83 \text{ KN/ml}}$

- **Vérification de l'épaisseur :**

$$\sigma_b = \frac{N}{e * 100} = \frac{62830}{120 * 1000} = \mathbf{0.524 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{P1}{e * 100} = \frac{24170}{120 * 1000} = \mathbf{0.201 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}}$$

Ces armatures correspondent :

➤ **Ferrailage suivant le méridien :**

$$A = 0.3 \times e = 0.3 \times 12 = 3.6 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ (Réf. P. CHARON page 464 CCBA68)}$$

On opte pour 6T12 / ml avec un espacement de 15 cm

➤ **Ferrailage suivant le parallèle :**

$$A/3 < A' < A/2 \Rightarrow 1.2 < A' < 1.8 \Rightarrow A' = 1.5 \text{ cm}^2$$

On opte pour 6T12 / ml comme des cerces avec un espacement de 15 cm

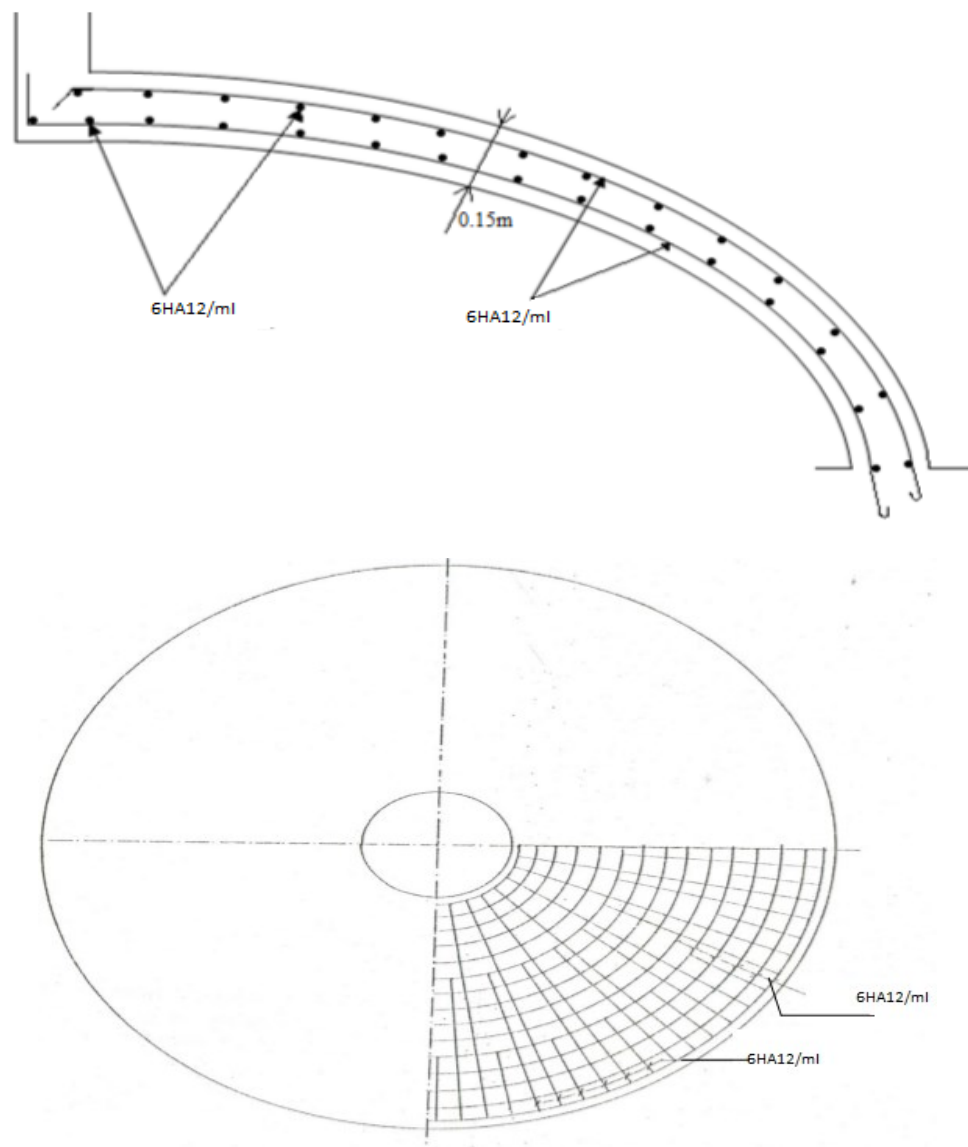


Figure IV-2: Ferrailage de la coupole de couverture

IV.2.2. La ceinture supérieure :

Pour équilibrer cette sollicitation on prend une ceinture de (60 x 55) cm²

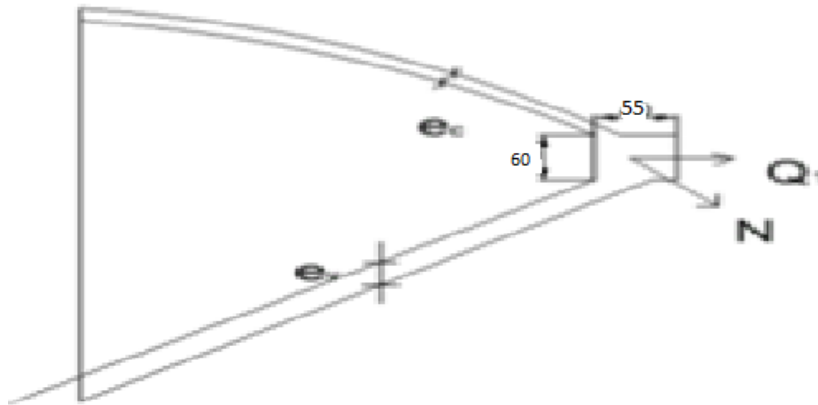


Figure IV-3 : La ceinture supérieure

➤ **E.L.U :**

Descente de charge :

La poussée de la coupole Q1..... 79.87 KN/ml

La poussée de l'eau Q2 il ne ya pas

$$Q_u = 79.87 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction correspondant :

$$T = Q_u \times r = 79.87 \times 8.3 = 662.921 \text{ KN}$$

Ferraillage correspondant :

$$A = T / \sigma_s = 662921 / (348 \times 100) = 19.05 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

Descente de charge :

La poussée de la coupole Q1..... 58 KN/ml

$$Q_s = 58 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction correspondant :

$$T = Q_s \times r = 58 \times 8.3 = 481.4 \text{ KN}$$

Ferraillage correspondant :

Fissuration très préjudiciable : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

$$\sigma_s = \min ((1/2)f_e ; 90\sqrt{(\eta \times f_{tj})}) = 176.36 \text{ MPa}$$

$$A = T / \sigma_s = 481400 / (176.36 \times 100) = 27.30 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : $A = \text{Max} (A_{ELU} ; A_{ELS}) = 27.30 \text{ cm}^2$

On opte pour 10HA20 = **28.26 cm²**

- **Vérification de la section :**

$$A_{min} > (B \times f_{t28}) / f_e \quad \rightarrow \quad B \leq (A \times f_e) / f_{t28} = (28.26 \times 400) / 2.4 = 4710 \text{ cm}^2$$

$$B = 60 \times 55 = 3300 \text{ cm}^2 \leq 4710 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

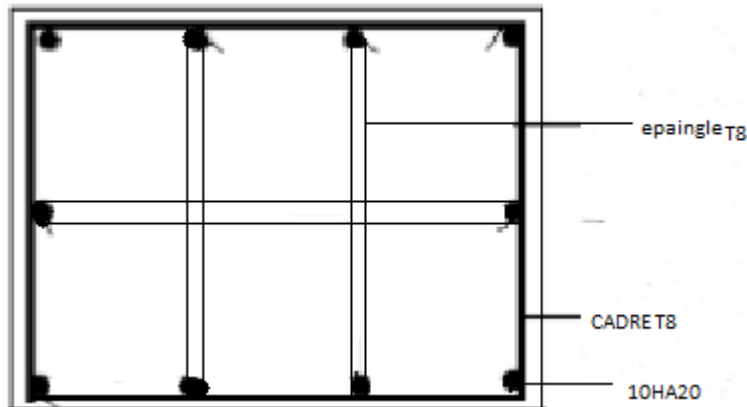


Figure IV-4 : Ferrailage de la ceinture supérieure

IV.2.3. La cuve tronconique :

La cuve tronconique est sollicitée par :

poind propre(P) ; la poussée de l'eau(Q) ;

la charge verticale de la coupole(P1) ; le poids de la ceinture (q1)

Le calcul se fait par tranche d'un mètre linéaire de la base jusqu'au sommet.

Avec $\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_e = 10 \text{ KN/m}^3$; $e = 30 \text{ cm}$

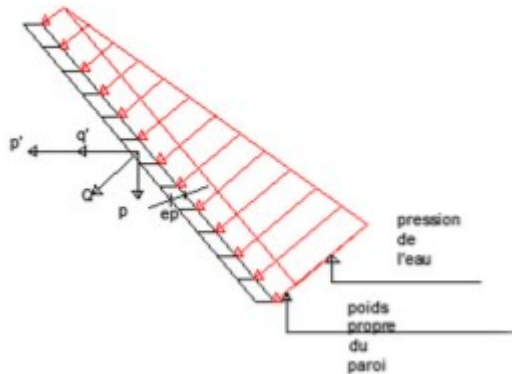


Figure IV-5 : La cuve tronconique

D'après le cour des ouvrages spéciaux

Les efforts qui tractent la cuve :

Dû au poids propre : $P' = p \times ctg\alpha = e \times \gamma_b \times ctg\alpha$

Dû à la pression de l'eau : $Q' = q / \sin\alpha = e \times \gamma_e / \sin\alpha$

Les efforts qui compriment la cuve :

Dû au poids propre : $P' = p / \sin\alpha = e \times \gamma_b / \sin\alpha$

Dû à la pression de l'eau $Q' = e \times \gamma_e \times ctg\alpha$

Dû à la charge P1 :

Soit H1 la composante horizontale de P1 : $H1 = P1 / \sin\alpha$

Dû à la charge q1 :

Soit H2 la composante horizontale de q1 : $H2 = q1 / \sin\alpha$

H : c'est la hauteur d'eau

Avec $tg\alpha = h / (r2-r1)$ (voir figure ci-dessus)

$Tg\alpha = 4.85 / (8.3-2.6) = 0.85$ d'où $\alpha = 40.39^\circ$

$\cos\alpha = 0.76$ et $\sin\alpha = 0.65$

IV.2.3.1. Détermination des efforts et ferrailage dans chaque tranchée de la cuve :

Tableau IV-1: Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à vide en E.L.U.R.

	Q' (KN/m ²)	P' (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	Pmoy (KN/m)	Dmoy (m)	Traction (KN)	σs MPa	a A (cm ²)
profondeur	$\gamma_e \cdot h / \sin \alpha$	$e \cdot \gamma_b \cdot ctg \alpha$	$1.35P' + 1.5Q'$		$d_1 + d_2 / 2$	$P_m \cdot D_i / 2$		
0	0	10.58	14.28	-	-	-	-	-
0.85	0	10.58	14.28	14.28	14.77	105.458	348	3.03
1.85	0	10.58	14.28	14.28	13.60	97.104	348	2.79
2.85	0	10.58	14.28	14.28	12.42	88.679	348	2.55
3.85	0	10.58	14.28	14.28	11.25	80.325	348	2.31
4.85	0	10.58	14.28	14.28	10.25	73.185	348	2.10

Tableau IV-2 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à vide en ELS

	Q'(KN/m ²)	P'(KN/m ²)	ELS (KN/m ²)	Pmoy (KN/m)	Dmoy (m)	Traction (KN)	σsMPa	A (cm ²)
profondeur	$\gamma_e \cdot h / \sin \alpha$	$e \cdot \gamma_b \cdot ctg \alpha$	$P' + Q'$		$d_1 + d_2 / 2$	$P_m \cdot D_i / 2$		
0	0	10.58	10.58	-	-	-	-	-
0.85	0	10.58	10.58	10.58	14.77	78.133	165	4.74
1.85	0	10.58	10.58	10.58	13.60	71.944	165	4.36
2.85	0	10.58	10.58	10.58	12.42	65.702	165	3.98
3.85	0	10.58	10.58	10.58	11.25	59.513	165	3.61
4.85	0	10.58	10.58	10.58	10.25	54.223	165	3.29

IV.2.3.2. Détermination des efforts et ferrailage dans chaque tranchée de la cuve pleine :

Tableau IV-3 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en E.L.U

	Q' (KN/m ²)	P' (KN/m ²)	ELU (KN/m ²)	Pmoy (KN/m)	Dmoy (m)	Traction (KN)	σs MPa	A (cm ²)
Profondeur	$\gamma e \cdot h / \sin \alpha$	$e \cdot \gamma b \cdot \text{ctg} \alpha$	$1.35P' + 1.5Q'$		$d1 + d2 / 2$	$Pm \cdot Di / 2$		
0	0	10.58	14.28	-	-	-	-	-
0.85	13.08	10.58	33.90	24.09	14.77	177.905	348	5.11
1.85	28.46	10.58	56.97	45.44	13.60	308.992	348	8.88
2.85	43.85	10.58	80.06	68.52	12.42	425.509	348	12.23
3.85	59.23	10.58	103.13	91.60	11.25	515.25	348	14.81
4.85	74.62	10.58	126.21	114.67	10.25	587.68	348	16.89

Tableau IV-4 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en ELS

	Q' (KN/m ²)	P' (KN/m ²)	ELS (KN/m ²)	Pmoy (KN/m)	Dmoy (m)	Traction (KN)	σs MPa	A (cm ²)
profondeur	$\gamma e \cdot h / \sin \alpha$	$e \cdot \gamma b \cdot \text{ctg} \alpha$	$P' + Q'$		$d1 + d2 / 2$	$Pm \cdot Di / 2$		
0	0	10.58	10.58	-	-	-	-	-
0.85	13.08	10.58	23.66	17.12	14.77	126.431	165	7.66
1.85	28.46	10.58	39.04	31.35	13.60	213.18	165	12.92
2.85	43.85	10.58	54.43	46.74	12.42	290.255	165	17.59
3.85	59.23	10.58	69.81	62.12	11.25	349.425	165	21.18
4.85	74.62	10.58	85.2	77.51	10.25	380.962	165	23.09

Vérification de contrainte de compression :

Les efforts qui compriment la paroi :

$$H1 = P1 / \sin \alpha = 24.17 / 0.65 = 37.19 \text{KN/ml}$$

$$H2 = q1 / \sin \alpha = 30 \cdot 0.6 \cdot 0.55 / 0.65 = 15.23 \text{KN/ml}$$

Tableau IV-5 : Tableau des armatures

Profondeur	[0-0.85]	[0.85-1.85]	[1.85-2.85]	[2.85-3.85]	[3.85-4.85]
ELU	5.11	8.88	12.23	14.81	16.89
ELS	7.66	12.99	17.59	21.18	23.09
Choix	4HA16	8HA16	10HA16	12HA16	14HA16
Espacement	18cm	16cm	14cm	12cm	10cm

Tableau IV-6 : L'effort du au poids propre et la pression de l'eau

	Q''(KN/m ²)	P''(KN/m ²)	ELS(KN/m ²)
Profondeur	($\gamma_e \cdot h$)*ctg α	($\gamma_b \cdot e$)/sin α	P''+Q''
0	0	13.85	13.85
0.85	10	13.85	23.85
1.85	21.76	13.85	35.61
2.85	33.53	13.85	47.38
3.85	45.29	13.85	59.14
4.85	57.06	13.85	70.91

Le C'=70.91KN/ml

L'effort de compression par mètre linéaire :

$C = C' + H1 + H2$ (voir détail A)

$C = 70.91 + 37.19 + 15.23 = 123.33\text{KN/ml}$

L'effort total de compression :

$C_t = C \cdot 2 \cdot \pi \cdot r = 123.33 \cdot 2 \cdot 3.14 \cdot 2.6 = 2013.73 \text{ KN}$

La contrainte du béton : d'après le cour :

$\sigma = (2013.73 / (0.3 \cdot 1)) \cdot 10^{-3} = 6.71\text{MPa}$

calcul de la contrainte de la compression dans le béton :

$\bar{\sigma} = \min [(h_0 + 0.55/3) \cdot f_{c28} ; (130 \cdot h_0/D) f_{c28}^{1/3}]$

$\bar{\sigma} = \min [(0.3 + 0.55/3) \cdot 30 ; (130 \cdot 0.3/5.2) \cdot 30^{1/3}]$

$\bar{\sigma} = \min [7\text{MPa} ; 23.30\text{MPa}]$

$\bar{\sigma} = 7\text{MPa}$

Donc : $\bar{\sigma} > \sigma$
7MPa > 6.71MPa C.V

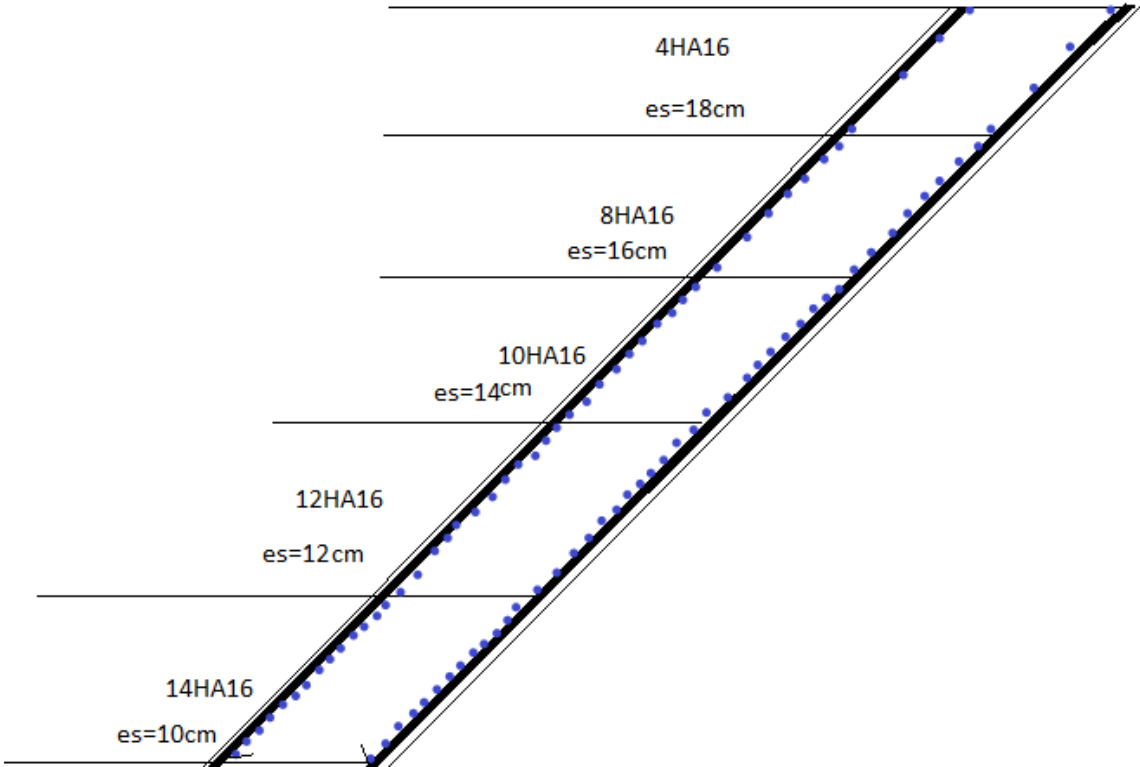


Figure IV-6 : Ferrailage de la paroi de la cuve

IV.2.4. La coupole de fond :

La coupole de fond est sollicitée par deux charges : son poids propre et poussée de l'eau

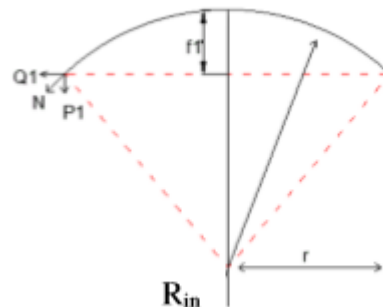


Figure IV-7 : La coupole de fond

Diamètre **D = 5.20m**

Sa flèche **f = D²/8 = 0.65m**

Rayon de la courbure :

$$R = (r^2 + f^2) / 2f = (2.6^2 + 0.65^2) / 2 * 0.65 = 5.53m$$

Surface de la coupole :

$$S1 = 2 * \pi * R * f = 2 * 3.14 * 5.53 * 0.65 = 22.57m^2$$

Surface de la cheminée :

$$S2 = \pi r^2 = 3.14 * 0.8^2 = 2 m^2$$

Surface de la coupole de fond :

$$S = S1 - S2 = 22.57 - 2 = 20.57 m^2$$

Descente de charge :

Poids propre de la coupole.....0.3 x 30 = 9KN/m²

Enduit interne0.02 x 22 = 0.44 KN/m²

Poids d'eau moyen10 x (5.55 + 5.2) / 2 = 53.75

KN/m²

$$G = 9 + 0.44 + 53.75 = 63.19 KN/m^2$$

La charge sur la coupole :

$$Q = P \times S = 63.19 \times 20.57 = 1299.81 KN$$

La charge verticale P1 par mètre linéaire de ceinture :

$$P2 = P \times \frac{(r^2 + f^2)}{2r} = 63.19 \times \frac{(2.6^2 + 0.65^2)}{2 \times 2.6} = \mathbf{87.28 \text{ KN/ml}}$$

La poussée horizontale Q2 par mètre linéaire de ceinture :

$$Q2 = P2 \times \frac{(r^2 + f^2)}{2rf} = 87.28 \times \frac{(2.6^2 + 0.65^2)}{2 \times 2.6 \times 0.65} = \mathbf{185.47 \text{ KN/ml}}$$

L'effort normal résultant :

$$N = \sqrt{(P2^2 + Q2^2)} = \sqrt{(87.28^2 + 185.47^2)} = \mathbf{204.98 \text{ KN/ml}}$$

Vérification de l'épaisseur :

$$\sigma_b = \frac{N}{e \times 100} = \frac{204980}{300 \times 1000} = \mathbf{0.68 \text{ MPa} < 17 \text{ MPa} \text{ CV}}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{P2}{e \times 100} = \frac{87280}{300 \times 1000} = \mathbf{0.29 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \text{ CV}}$$

Ferrailage suivant le méridien :

$$A = 0.6 \times e = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ cm}^2/\text{ml}} \text{ (Réf. P. CHARON page 464 CCBA68)}$$

On prendre **10T16/ml** avec un espacement de **10 cm** d'espacement
qu'on disposera en deux nappes de 5T16/ml (9cm²/ml),

Ferrailage suivant le parallèle :

$$A/3 < A' < A/2 \quad 6 < A' < 9.5 \quad \mathbf{A' = 7.75 \text{ cm}}$$

On prendre **6T14/ml**

avec un espacement de **10 cm** d'espacement

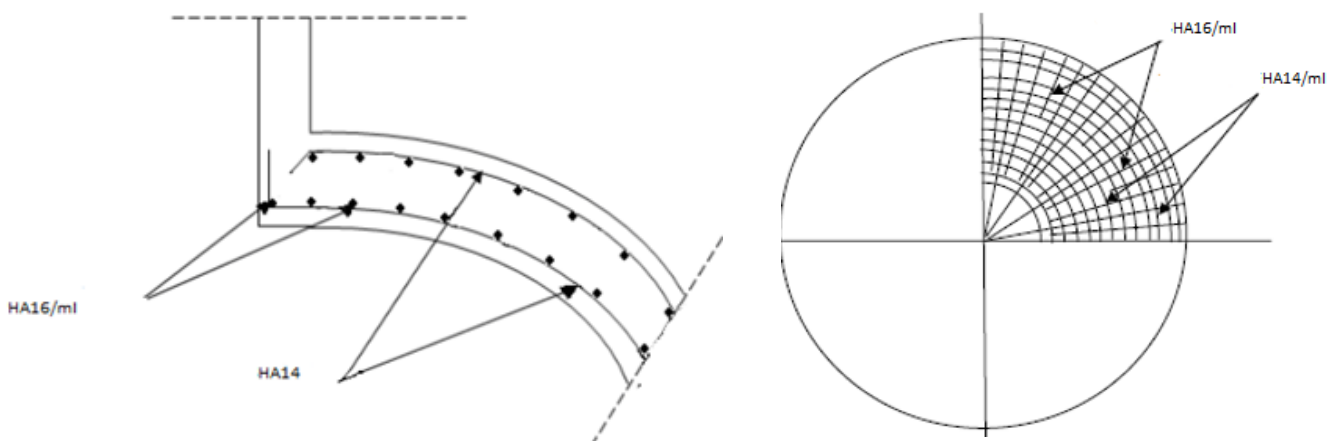


Figure IV-8: Ferrailage de la coupole de fond

IV.2.5. La ceinture inférieure :

La ceinture est sollicitée par : les efforts de compression de la paroi

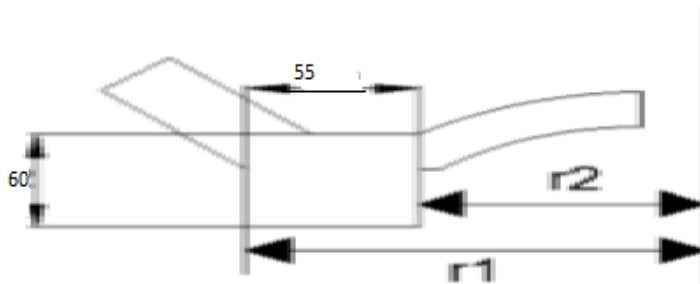


Figure IV-9 : La ceinture inférieure

$$C = 123.33 \text{ KN/ml}$$

$$C1 = c \times \cos\alpha = 123.33 \times 0.76 = 93.731 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction $Q2$ provenant de la coupole de fond :

$$Q2 = 185.47 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction dans la ceinture inférieure /ml :

$$T = Q2 - C1 = 185.47 - 93.731 = 91.74 \text{ KN/ml}$$

L'effort total de traction

$$T' = T \times r \text{ (r : rayon de la coupole inférieure)}$$

$$T' = 91.74 \times 2.6 = 238.52 \text{ KN}$$

Ferrailage correspondant :

$$A = T' / \sigma_s$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \sigma_s = \min \left((1/2) f_e ; 90 \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right) = 176.36 \text{ MPa}$$

$$A = 238520 / (176.36 \times 100) = 13.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend (10T14) = } 15.93 \text{ cm}^2$$

Vérification de la section (condition de non-fragilité) :

$$A_{\min} \geq (B \times f_{t28}) / f_e \Rightarrow B \leq (A \times f_e) / f_{t28} = (15.93 \times 400) / 2.4 = 2655 \text{ cm}^2$$

$$B = 60 \times 55 = 3300 \text{ cm}^2 > 2655 \text{ cm}^2 \quad \text{CNV}$$

Conclusion : la section choisie n'est pas résiste aux efforts appliqués.

$$\text{On choix } 10T20 = 31.41 \text{ cm}^2$$

$$3300 \text{ cm}^2 \leq 5235 \text{ cm}^2$$

Conclusion : la section choisie résiste aux efforts appliqués

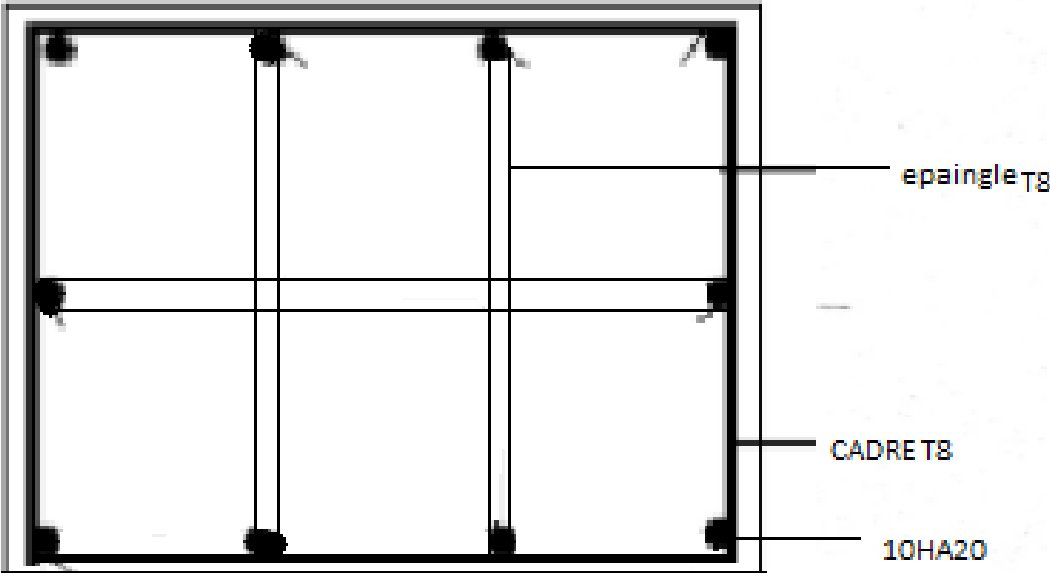


Figure IV-10 : Ferrailage de la ceinture inferieure

IV.2.6. La cheminée :

Elle est sollicitée par la pression de l'eau :

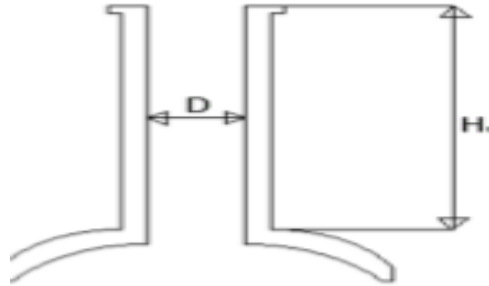


Figure IV-11 : La cheminée

La hauteur de l'eau à la base est **H= 4.85 m**

Le rayon extérieur est **r1= 1m**

Le rayon intérieure est **r2=0.8**

Epaisseur **e= 0.2m**

Effort de compression :

$$F' = p \cdot r = 10 \times 4.85 \times 1.6/2 = \mathbf{38.8 \text{ KN/ml}}$$

Le ferrailage correspondant

$$A' = (F' - B \cdot \sigma_b \cdot 100) / 100 \cdot \sigma_s$$

$$\text{Avec } B : \text{section de la cheminée ; } B = \pi \times (r_1^2 - r_2^2) = 3.14 \times (1^2 - 0.8^2)$$

$$B = 1.1304 \text{ m}^2 = \mathbf{11304 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_b = (0.8 \cdot f_{c28}) / \gamma_b = (0.8 \cdot 30) / 1.5 = \mathbf{16 \text{ MPa}}$$

Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min (1.2 f_{e} ; 90 \sqrt{\eta}) = \mathbf{176.36 \text{ MPa}}$$

$$A' = (F' - B \cdot \sigma_b \cdot 100) / 100 \cdot \sigma_s = 38800 - 11304 \cdot 16 \cdot 100 / 100 \cdot 176.36 < 0$$

$$-1023.33 < 0 \quad \text{donc } A' = 0$$

$$A'_{\min} > [0.2 \cdot b \cdot h / 100 ; 8 \cdot (b+h) / 100] \quad \text{avec } b=h$$

$$\text{Alors : } S = b^2 = 11304 \text{ cm}^2 \quad \text{alors } b = 106.32 \text{ cm}$$

$$A'_{\min} > [0.2 \cdot 106.32 \cdot 106.32 / 100 ; 8 \cdot (106.32 + 106.32) / 100]$$

$$A'_{\min} > [22.61 \text{ cm}^2 ; 17.01 \text{ cm}^2]$$

$$\text{Donc } A' = \mathbf{17.01}$$

Dans Le ferrailage de cheminé on devise la surface sur deux donc

$$A = A' / 2 = 17.01 / 2 = 8.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On pende } \mathbf{8T12/ml = 9.05 \text{ cm}^2}$$

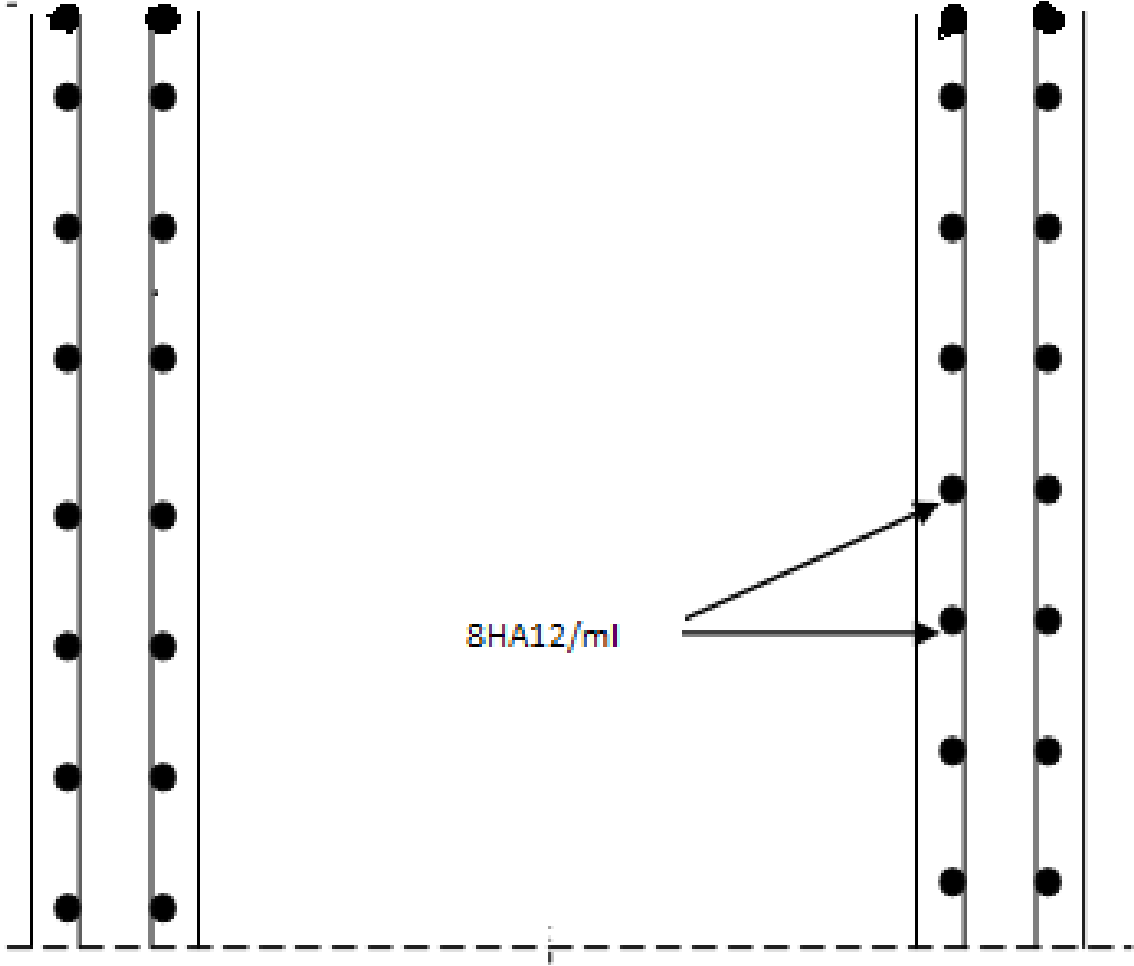


Figure IV-12: Ferrailage de la cheminée

Chapitre V :
Evaluation de la
période d'oscillation

V. Evaluation de la période d'oscillation:

V.1.Méthode de console :

Pour le calcul de la vibration, cette méthode assimile l'ouvrage à une masse concentrée de la cuve reposant sur un support de masse non négligeable (tour) grâce à la formule :

$$T=2 * \pi \sqrt{\frac{P*Z^3}{3*g*E*I}}$$

Avec : $P'=P + \frac{33}{140} P1 * Z$

P : poids de la masse concentrée en KN.

P1 : poids du support (fut) par unité de longueur.

I : moment d'inertie de la section transversale du support en m⁴.

E : moment de déformation de béton en KN/m².

Z : hauteur de centre de gravité de la gravité de la masse oscillante (cuve) Par rapport à l'encastrement

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

Module de la déformation de béton E ij:

D'après le BAEL91: Eij = 11000³fcj avec : j= 28jrs ; fcj= 30MPa

E ij= 34179.557MPa

Le moment d'inertie : $I= \frac{\pi}{64}(D2^4-D1^4)$

Avec : D2 : diamètre extérieure = 5.80m

D1 : diamètre intérieure = 5.20m

$$I= \frac{3.14}{64}(5.8^4-5.2^4)$$

Donc : I = 19.65 m⁴

Le poids P1= $\frac{\pi}{4} (D2^2- D1^2) * \gamma_b$ Avec : $\gamma_b = 30 \text{ t/m}^3$

Donc: **P1= 15.54 t/m =155.4KN/m**

V.2. Le calcul du centre de gravité Z et le poids P des éléments :

V.2.1. Le centre de gravité de chaque élément :

- Dalle circulaire du lanterneau, voile de lanterneau, cheminée La ceinture supérieure, la ceinture inférieure,;

Le centre de gravité de Ces éléments est donné par la formule suivante :

$$y_G = h/2$$

- La cuve tronconique :

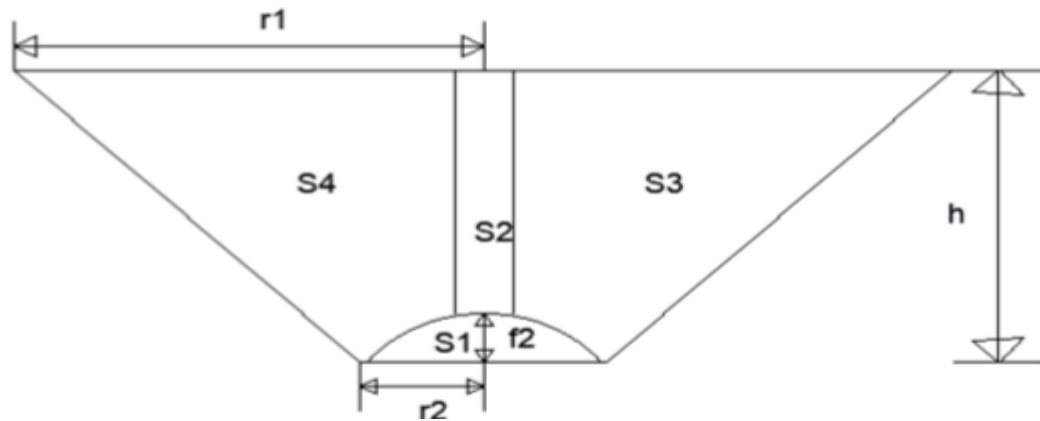


Figure V-1 : cuve tronconique

Son centre de gravité est donné par la formule suivante :

$$ZG = \frac{\sum S_i \cdot Z_i}{\sum S_i}$$

- La coupole supérieure, la coupole inférieure :

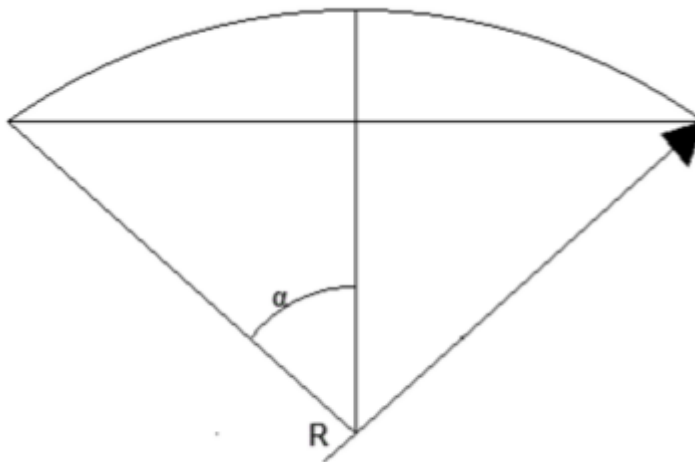


Figure V-2: La coupole

Le centre de gravité : $ZG = R \times \left(\frac{4}{3} \times \frac{\sin(\alpha)^3}{2\alpha - \sin(2\alpha)} - \cos\alpha \right)$

V.2.2 Le calcul du poids P des éléments :**•Le poids de lanterneau :**

Lanterneau est composé d'une dalle de couverture et d'un voile cylindrique pour soutenir la couverture.

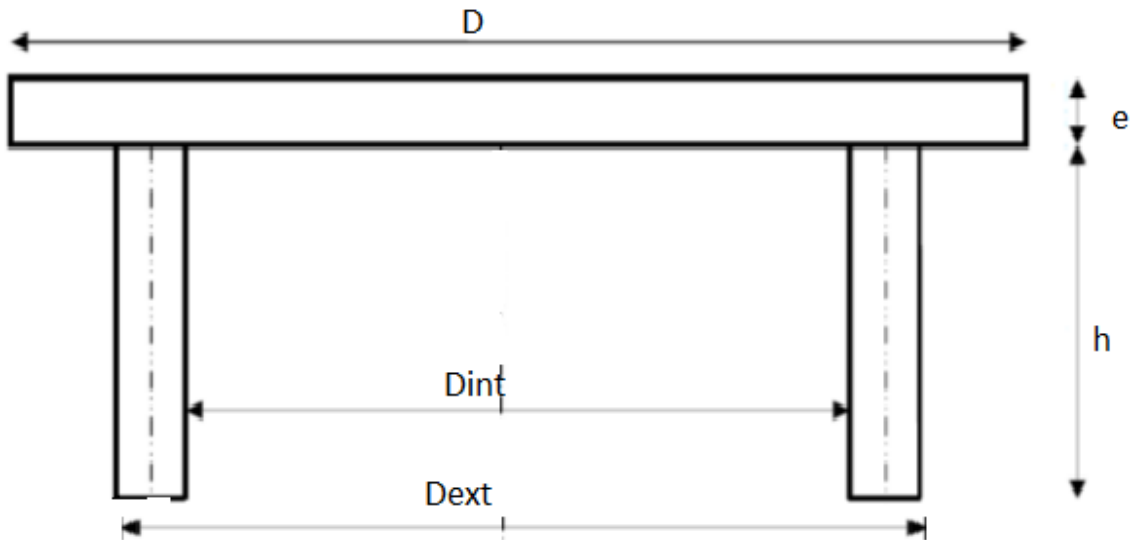
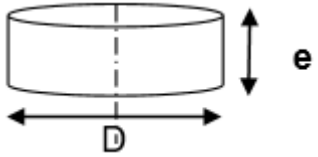
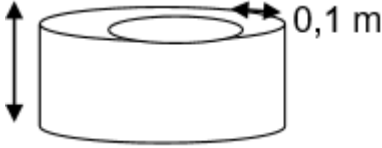


Figure V-3 : Dimensions du lanterneau

Tableau V-1 : Calcul du poids de lanterneau

Eléments	Formules du poids	Poids (KN)
<p>Dalle circulaire au-dessus du voile</p>  <p>$e = 0.1 \text{ m}$ $D = 3.50 \text{ m}$</p>	$P1 = \frac{\pi D^2}{4} * e * \gamma_b$	<p>$P1 = 28.85 \text{ KN}$</p>
<p>Voile cylindrique</p>  <p>$D_{int} = 3.10 \text{ m}$ $D_{ext} = 3.30 \text{ m}$ $H = 1.46 \text{ m}$</p>	$P2 = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) * h * \gamma_b$	<p>$P2 = 44.01 \text{ KN}$</p>
<p>Total</p>	$P = P1 + P2$	<p>$P = 72.86 \text{ KN}$</p>

$\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$; $\gamma_e = 10 \text{ KN/m}^3$

avec :

P1 : le poids de la dalle circulaire au-dessus du lanterneau

P2 : le poids du voile cylindrique de lanterneau

- Le poids de la coupole supérieure :

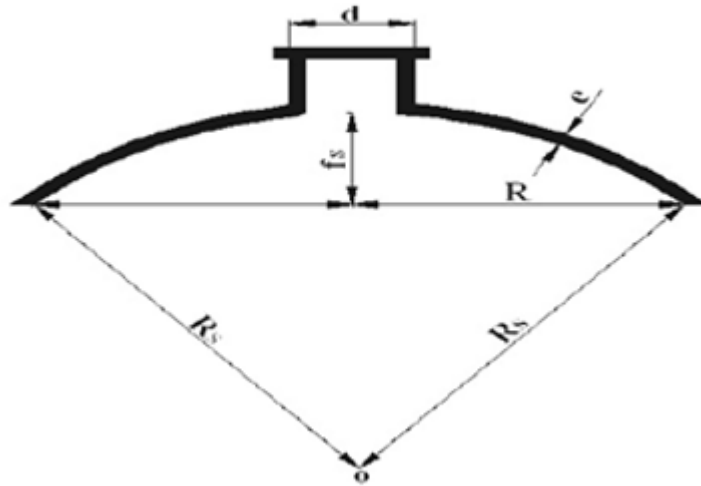


Figure V-4 : La coupole supérieure

Tableau V-2 : Calcul du poids de la coupole supérieure

Eléments	Formules du poids	Poids (KN)
le poids de la coupole $e = 0.20 \text{ m}$ $f1 = 1.66\text{m}$ $R1=21.58\text{m}$ $\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$	$P1 = 2 * \pi * R1 * f1 * e * \gamma_b$	P1= 1349.80 KN
le poids de l'ouverture lanterneau $e = 0.20 \text{ m}$ $D = 3.10 \text{ m}$ $\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$	$P2 = \frac{\pi * D^2}{4} * e * \gamma_b$	P2=22.63KN
TOTAL	$P = P1 - P2$	P=1327.17KN

$$R1 = \frac{r^2 + f1^2}{2f1} = \frac{8.3^2 + 1.66^2}{2 * 1.66} = 21.58 \text{ m}$$

- *Le poids de la coupole inferieure :*

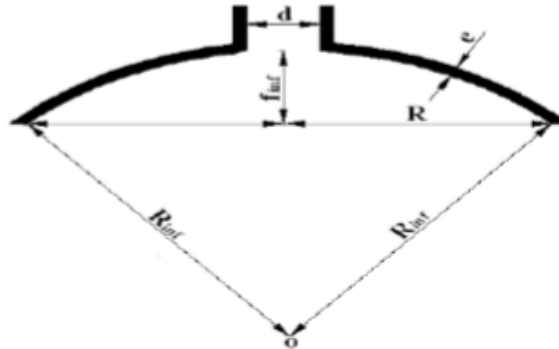


Figure V-5 : La coupole inferieur

Tableau V-3: Calcul poids de la coupole inférieure

Eléments	Formules du poids	Poids (KN)
le poids de la coupole $e = 0.20 \text{ m}$ $f = 0.65 \text{ m}$ $R_2 = 5.53 \text{ m}$ $\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$	$P_1 = 2 * \pi * R_2 * f^2 * e * \gamma_b$	$P_1 = 135.44 \text{ KN}$
le poids de l'ouverture cheminé $e = 0.20 \text{ m}$ $D_3 = 1.6 \text{ m}$ $\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$	$P_2 = \frac{\pi * D_3^2}{4} * e * \gamma_b$	$P_2 = 12.06 \text{ KN}$
TOTAL	$P = P_1 - P_2$	$P = 123.38 \text{ KN}$

- *Ceinture supérieure :*

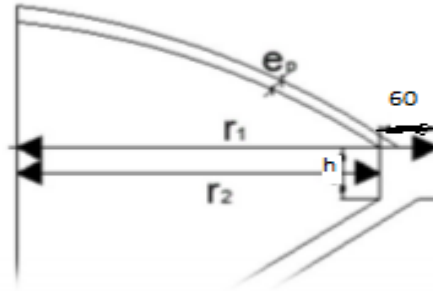


Figure V-6 : *Ceinture supérieure*

$$r1 = 8.3\text{m}$$

$$r2 = 8.85\text{m}$$

$$h = 0.6\text{m}$$

$$P = (r2^2 - r1^2) * \pi * h * \gamma b = (8.85^2 - 8.3^2) * 3.14 * 0.6 * 30$$

$$P = 533.12 \text{ KN}$$

- *Ceinture inférieure :*

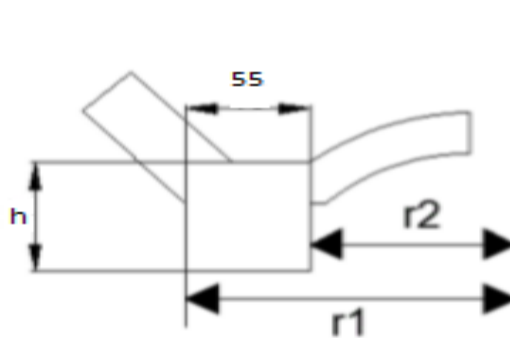


Figure V-7 : *Ceinture inférieure*

$$r1 = 2.6\text{m}$$

$$r2 = 3.15 \text{ m}$$

$$h = 0.6\text{m}$$

$$P = (r2^2 - r1^2) * \pi * h * \gamma b = (3.15^2 - 2.6^2) * 3.14 * 0.6 * 30$$

$$P=178.74 \text{ KN}$$

- *Cheminée :*

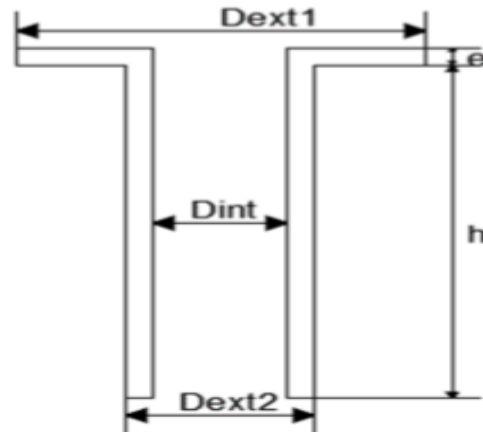


Figure V-8 : *Cheminée*

$$e = 0.2\text{m}$$

$$D_{int} = 1.6\text{m}$$

$$D_{ext1} = 3.80\text{m}$$

$$D_{ext2} = 2\text{m}$$

$$h = 4.90\text{m}$$

$$P = P_1 + P_2$$

$$P_1 = \frac{\pi}{4} (D_{ext1}^2 - D_{int}^2) * e * \gamma_b = \frac{3.14}{4} (3.80^2 - 1.6^2) * 0.2 * 30$$

$$P_1 = 55.95\text{KN}$$

$$P_2 = \frac{\pi}{4} (D_{ext2}^2 - D_{int}^2) * h * \gamma_b = \frac{3.14}{4} (2^2 - 1.6^2) * 4.90 * 30$$

$$P_2 = 166.17\text{KN}$$

$$P = 55.95 + 166.17$$

$$P = 222.12\text{KN}$$

- *Le poids de fût :*

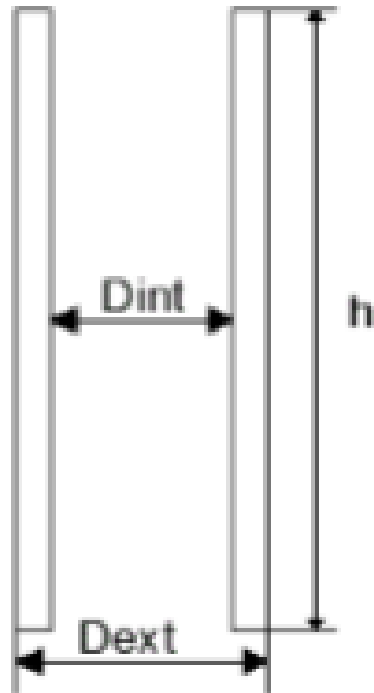


Figure V-9 : *Le poids de fût*

$$e = 0.3\text{m}$$

$$D_{ext} = 5.80\text{m}$$

$$D_{int} = 5.20\text{m}$$

$$H = 18.50\text{m}$$

$$P = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) * H * \gamma_b = \frac{3.14}{4} (5.80^2 - 5.2^2) * 18.50 * 30$$

$$P = 2875.45\text{KN}$$

- *Cuve tronconique:*

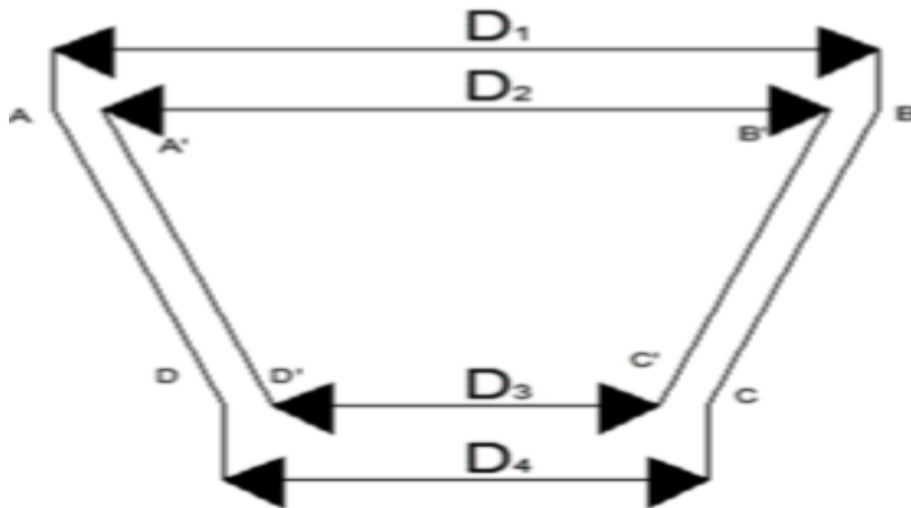


Figure V-10 : diametre de cuve tronconique

Tableau V-4 : Calcul de Poids de la cuve

Eléments	Formules du poids	Poids (KN)
<p>Cone ABCD</p> <p>D1 = 17.70m</p> <p>D4= 5.80m</p> <p>H = 5.55m</p> <p>$\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$</p>	$P1 = \frac{\pi}{12}(D1^2 + D4^2 + D1 * D4) * H * \gamma_b$	<p>P1 = 19587.51KN</p>
<p>Cone A'B'C'D'</p> <p>D2 = 16.60m</p> <p>D3= 5.20m</p> <p>H = 5.55m</p> <p>$\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$</p>	$P2 = \frac{\pi}{12}(D2^2 + D3^2 + D2 * D3) * H * \gamma_b$	<p>P2 = 16944.27 KN</p>
<p>Total</p>	<p>P = P1 - P2</p>	<p>P=2643.24KN</p>

- **Conclusion :**

En conclusion, les résultats du pré-dimensionnement des différents éléments de notre ouvrage sont présentés dans ce tableau

Tableau V-5 : Récapitulatif des poids des éléments

Elément	Poids (KN)
Lanterneau	72.86
Coupole supérieure	1327.17
Ceinture supérieure	533.12
Cuve	2643.24
Coupole inférieure	123.38
Ceinture inférieure	178.74
Cheminée	222.12
Fût	2875.45
Eau	5000
Poids total à vide	7976.08
Poids total plein	12976.08

- **Calcul de Z et P :**

Z_i = centre de gravité de l'élément "i" considéré

P_i = poids de l'élément "i"

P : Poids de la masse concentrée KN/m.

P_1 : Poids de support (fût) par unité de longueur KN/m

Tableau V-6 : Hauteur et poids de chaque élément

Elements	Zi (m)	Pi (KN)	Pi x Zi (KN.m)
Dalle circulaire du lanterneau.	27.02	28.85	779.527
Voile cylindrique du lanterneau	26.24	44.01	1154.822
Coupole supérieure	25.88	1327.17	34347.159
Ceinture supérieure	24.35	533.12	12981.47
Cuve	23.485	2643.24	62076.491
Cheminée	20.95	222.12	4653.414
Coupole inférieure	19.425	123.38	2396.656
Ceinture inférieure	18.8	178.74	3360.312
Eau	21.275	5000	106375

Détermination des centres de la gravité ZG :***Cuve vide :***

$$\sum P_i \times Z_i = 121749.851 \text{ KN.m}$$

$$\sum P_i = 5100.630 \text{ KN}$$

$$Z_{Gv} = \sum P_i Z_i / \sum P_i$$

$$Z_{Gv} = 23.87 \text{ m}$$

Cuve pleine :

$$\sum P_i \times Z_i = 228124.851 \text{ KN.m}$$

$$\sum P_i = 10100.63 \text{ KN}$$

$$Z_{Gp} = \sum P_i Z_i / \sum P_i$$

$$Z_{Gp} = 22.59 \text{ m}$$

- Détermination du poids P' :

$$P_1 = 155.4 \text{ KN/m}$$

Cuve vide :

$$P_{v'} = P + \frac{33}{140} P_1 * Z_{Gv} = 5100.63 + \frac{33}{140} * 155.4 * 23.87$$

$$P_{v'} = 5974.99 \text{ KN}$$

Cuve pleine :

$$P_{p'} = P + \frac{33}{140} P_1 * Z_{Gv} = 10100.63 + \frac{33}{140} * 155.4 * 22.59$$

$$P_{p'} = 10928.10 \text{ KN}$$

- Détermination de période correspondante :

Cuve vide :

$$T_{cv} = 2 * \pi \sqrt{\frac{P_{v'} * Z_{v'}^3}{3 * g * E * I}} = (2 * 3.14 \sqrt{\frac{5974.99 * 10^{-1} * 23.87^3}{3 * 9.81 * 34179.557 * 19.65}}) * 10^{-1}$$

$$T_{cv} = 0.40 \text{ s}$$

Cuve pleine:

$$T_{cp} = 2 * \pi \sqrt{\frac{P_{p'} * Z_{p'}^3}{3 * g * E * I}} = (2 * 3.14 \sqrt{\frac{10928.10 * 10^{-1} * 22.59^3}{3 * 9.81 * 34179.557 * 19.65}}) * 10^{-1}$$

$$T_{cp} = 0.50 \text{ s}$$

Chapitre VI :
Etude Sismique-
Etude
hydrodynamique

VI. Etude sismique-Etude hydrodynamique :

VI.1. Etude sismique :

Notre structure est située dans la zone sismique moyenne II a (selon la RPA), elle doit donc résister aux efforts sismiques notamment les efforts horizontaux ou en d'autres termes respecter les normes imposées par la RPA (règlement parasismique algérien)

VI.1.1. Evaluation de la force sismique:

Le règlement parasismique algérien donne l'effort sismique horizontal par la formule suivante:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone qui dépend de la zone sismique et du groupe d'usage de la structure.

Les châteaux d'eau sont classés dans le groupe d'usage des ouvrages de grande importance 'groupe d'usage **1B** , zone sismique moyenne **II a**

Donc : **A = 0.20 (tableau 4.1 RPA99)**

D: facteur d'amplification dynamique moyen, déterminé en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (**η**) et de la période fondamentale de la structure (**T**)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

ou : **ξ** (%) est le pourcentage d'amortissement critique, donné en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Dans notre cas : **ξ (%) = 10%** (tableau 4.2 RPA99)

alors **$\eta = 0.764$**

T2 période caractéristique, associée à la catégorie du site (site rocheux)

Donc $T_2 = 0.30s$ (tableau 4.7 RPA99)

Cuve pleine : $T = 0.50s \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} = 1.36$

Cuve vide : $T = 0.40s \Rightarrow D = 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} = 1.58$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique dépend du système du contreventement.

D'où

R = 2 (tableau 4.3 RPA99)

Q: facteur de qualité, sa valeur est déterminée par la formule :

$$Q=1+\sum_1^6 Pq$$

Pq: la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau 4.4

Tableau VI-1: valeurs des pénalités Pq

Critère q	Observation	P q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non observé	0.05
2. Redondance en plan	Non observé	0.05
3. Régularité en plan	Non observé	0.05
4. Régularité en élévation	Non observé	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non observé	0.1
Total Pq		0.35

D'où $Q= 1.35$

W : poids de la structure ;

W est la somme des poids W_i , calculé à chaque niveau(i) $W=\sum W_i$

Avec : $W=W G_i +\beta WQ_i$

W G_i: poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles solidaires de la structure

W Qi : charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas $\beta=1$

(Tableau 4.5 RPA99)

W Qi = 1.55t (surcharge d'entretien)

$$\begin{cases} WG_{cv} = 797.608 \text{ t} \\ WG_{cp} = 1297.608 \text{ t} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} W_v = 797.608 + 1(1.55) = 799.158 \text{ t} \\ W_p = 1299.158 \text{ t} \end{cases}$$

La valeur de la force sismique horizontale sera :

- Cuve vide :

$$V_v = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.20 \cdot 1.58 \cdot 1.35}{2} * 799.158 = 170.46 \text{ t}$$

- Cuve pleine :

$$V_p = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W = \frac{0.2 \cdot 1.36 \cdot 1.35}{2} * 1299.158 = 238.53 \text{ t}$$

VI.1.2.Principe de modélisation :

Le château d'eau est modélisé en une console encadrée à sa base, et à son extrémité une masse concentrée (la cuve), la force sismique est donc appliquée au niveau du centre de gravité de la cuve

Le fût a une masse uniformément répartie, le RPA 99 donne le calcul de la densité de la force suivante :

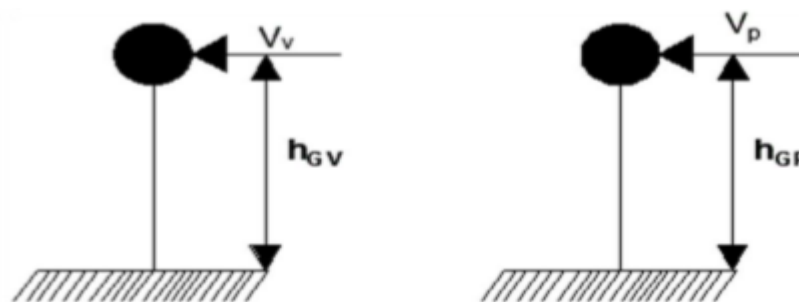


Figure VI-1 : Présentation des forces sismiques

$$F(z) = \frac{(V - f_t) * m(z) * z}{\int_0^h m(z) * z * dz}$$

z : Côte de chaque niveau du fût

$m(z)$: loi de répartition de la masse du fût

V : effort tranchant à la base

F_t : force concentrée au sommet de la structure. Elle doit être déterminée par la

formule : $F_t = 0,07 TV$

Avec $F_t = 0$ si $T < 0,7s$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes)

$T_v = 0,18s \Rightarrow F_t = 0$

$F(z)$: densité de la force horizontale à la base

- **Calcul des sollicitations :**

$$F = \int_h^H F(z)$$

$F(z)$: densité de la force horizontale à la côte Z .

FG: force sismique au centre de gravité de la cuve

- **Cas de la cuve vide :**

- **Poids de la cuve Vide:**

$$M_{cv} = 510.063t$$

$$M_{fut} = 287.545t \quad (M_{fut} / h_{fut} = 15.543t/ml \text{ masse répartie})$$

$$V_v = 170.46t$$

Calcul de la hauteur :

$$H_{gv} = h_{fut} + h_e / 2 = 18.5 + 5.55 / 2$$

$$H_{gv} = 21.28m$$

$$h = 18.5m$$

$$H = 29.26m$$

$$m(z).Z = \begin{cases} m_{fut} * z & \text{pour } 0 < z < h \\ m_{cv} & \text{pour } h < z < H \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} 15.543.Z & \text{pour } 0 < Z < 18.5m \\ 510.063t & \text{pour } 18.5m < Z < 29.26m \end{cases}$$

$$\int_0^h m(z) * z dz = \int_0^{18.5} m(z) z dz + (m_{cv} * h * gv)$$

$$= \int_0^{18.5} 15.543 * z dz + (510.063 * 21.28) = 11141.686 t.m$$

$m(z).Z$: moment statique

$$F(z) = \frac{V * m(z) * z}{\int_0^h m(z) * z * dz} = \frac{510.063 * 15.543 * z}{11141.686} = 0,71 * Z$$

Pour $z = h = 0m$

$$\Rightarrow F(0) = 0$$

$z = h = 18.5m$

$$\Rightarrow F(18.5) = 13.13 t/ml$$

$$FG = \frac{V * m_{cv} * h * Gv}{\int_0^h m(z) * z * dz} = \frac{510.063 * 170.46 * 21.28}{11141.686} = 166.06 t$$

- **Calcul des réactions à l'encastrement :**

En appliquant la Méthode de la RDM :

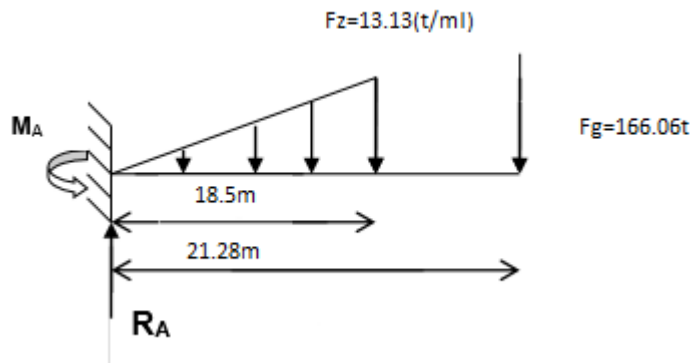


Figure VI-2 : Présentation des réactions à l'encastrement cas « cuve vide »

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow RA = \frac{1}{2} * 13.13 * 18.5 + 166.06$$

$$RA = 287.51 t$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow MA = \frac{1}{2} * 13.13 * 18.5 * \frac{2}{3} * 18.5 + 166.06 * 21.28$$

$$MA = 5031.67 t.m$$

- **Calcul des Moments et des efforts tranchants :**
- **Pour $0 < Z < 18.5m$**

- *l'effort tranchant :*

$$T(Z) = Ra - \frac{F(Z) \cdot Z}{2}$$

$$T(Z) = 287.51 - 6.565Z$$

$$\begin{cases} Z = 0 \\ Z = 18.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 287.51t \\ T(18.5) = 166.06t \end{cases}$$

- *Moment d'encastrement:*

$$M(z) = Ra \cdot z - Ma - q(z) \cdot \frac{z}{2} \cdot \frac{z}{3}$$

$$M(z) = 287.51Z - 5031.67 - 13.13 \cdot \frac{Z^2}{6}$$

$$M(z) = -2.19Z^2 + 287.51Z - 5031.67$$

$$\begin{cases} Z = 0 \\ Z = 18.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = -5031.67t \cdot m \\ M(18.5) = -462.26t \cdot m \end{cases}$$

Pour : $18.5 < z < 21.28$

- *l'effort tranchant*

$$T(Z) = Ra - \frac{F}{2} \cdot hh$$

$$T(Z) = 287.51 - 6.565 \cdot 18.5$$

$$T(Z) = 166.06t$$

- *Moment d'encastrement:*

$$M(z) = Ra \cdot z - Ma - \frac{1}{2} F \cdot h \cdot (Z - \frac{2}{3} hh)$$

$$M(z) = 287.51Z - 5031.67 - \frac{1}{2} 13.13 \cdot 18.5 \cdot (Z - \frac{2}{3} hh \cdot 18.5)$$

$$M(z) = -121.45 \cdot (Z - 12.33) + 287.51Z - 5031.67$$

$$\begin{cases} Z = 18.5 \\ Z = 21.28 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(18.5) = -462.26t \cdot m \\ M(21.28) = 0t \cdot m \end{cases}$$

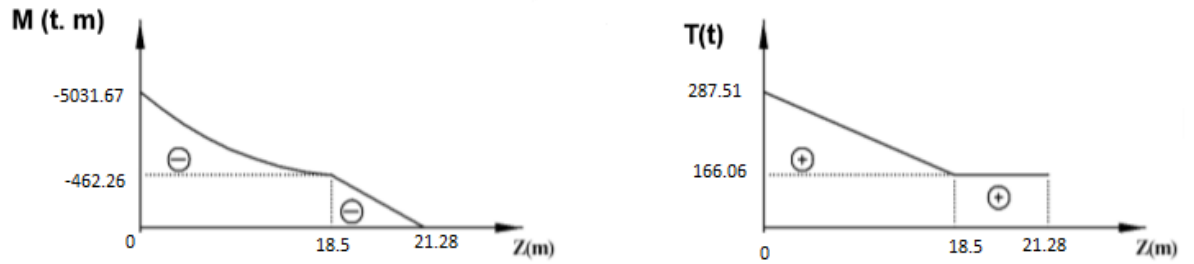


Figure VI-3 : Diagramme des moments et efforts tranchants « cuve vide »

• *Cas de la cuve pleine:*

$m_{cp} = 1010.063t$

$m_{fut} = 287.545t$ ($m_{fut} / h_{fut} = 15.543t/ml$ masse repartie)

$V_p = 238.53 t$

$h_{Gp} = 21.28 m$

$h = 18.5m$ et $H = 29.26m$

$$m(z).Z = \begin{cases} m_{fut} * Z & \text{pour } 0 < Z < h \\ m_{cp} & \text{pour } h < Z < H \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} 15.543.Z & \text{pour } 0 < Z < 18.5m \\ 1010.063t & \text{pour } 18.5m < Z < 29.26m \end{cases}$$

$$\int_0^h m(z) * z dz = \int_0^{18.5} m(z)z dz + (m_{cp} * h_{gp})$$

$$= \int_0^{18.5} 15.543 * z dz + (1010.063 * 21.28) = 21781.686 t.m$$

$$F(z) = \frac{V_p * m(z) * z}{\int_0^h m(z) * z * dz} = \frac{238.53 * 15.543 * z}{21781.686} = 0.17 Z$$

$\Rightarrow F(0) = 0$

Pour $z = h = 18.5m$

$\Rightarrow F(18.5) = 3.15t/ml$

$$FG = \frac{V * m_{cp} * h_{Gv}}{\int_0^h m(z) * z * dz} = \frac{238.53 * 1010.063 * 21.28}{21781.686} = 235.38t$$

- *Calcul des réactions à l'encastrement :*

En appliquant la Méthode de la RDM :

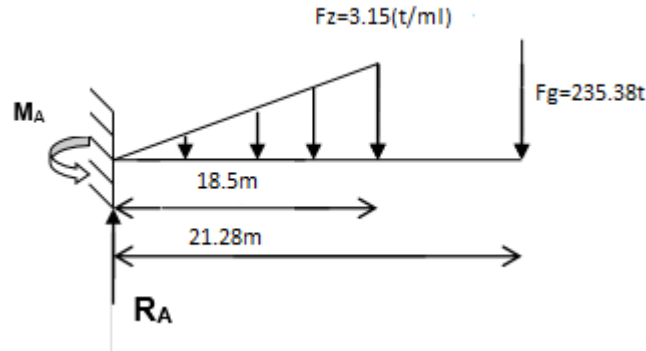


Figure VI-4: Présentation des réactions à l'encastrement cas « cuve pleine »

$$\sum F_v=0 \Rightarrow RA = \frac{1}{2} * 3.15 * 18.5 + 235.38$$

$$RA = 264.52t$$

$$\sum M/A=0 \Rightarrow MA = \frac{1}{2} * 3.15 * 18.5 * \frac{2}{3} * 18.5 + 235.38 * 21.28$$

$$MA = 5368.25t.m$$

- *Calcul des Moments de Flexion et des efforts tranchants :*

$$0 < z < 18.5$$

- *l'effort tranchant*

$$T(Z) = Ra - \frac{F(Z)Z}{2}$$

$$T(Z) = 264.52 - 1.575 * Z$$

$$\begin{cases} T(0) = 264.52t \\ T(18.5) = 235.38t \end{cases}$$

- **Moment d'encastrement :**

$$M(z) = Ra * z - Ma - q(z) * \frac{z}{2} * \frac{z}{3}$$

$$M(z) = 264.52 * Z - 5368.25 - 3.15 * \frac{z^2}{6}$$

$$\begin{cases} Z = 0 \\ Z = 18.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = -5368.25t.m \\ M(18.5) = -654.31 t.m \end{cases}$$

Pour : $18.5 < z < 21.28$

- *l'effort tranchant*

$$T(Z) = Ra - \frac{F}{2} * hh$$

$$T(Z) = 264.52 - 1.575 * 18.5$$

$$T(Z) = 235.38t$$

- *Moment d'encastrement:*

$$M(z) = Ra * z - Ma - \frac{1}{2} F * h * (Z - \frac{2}{3} h)$$

$$M(z) = 264.52Z - 5368.25 - \frac{1}{2} * 3.15 * 18.5 * (Z - \frac{2}{3} * 18.5)$$

$$M(z) = -29.14(Z - 12.33) + 264.52Z - 5368.25$$

$$\begin{cases} Z = 18.5 \\ Z = 21.28 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M(18.5) = -654.31 \text{ t.m} \\ M(21.28) = 0 \text{ t.m} \end{cases}$$

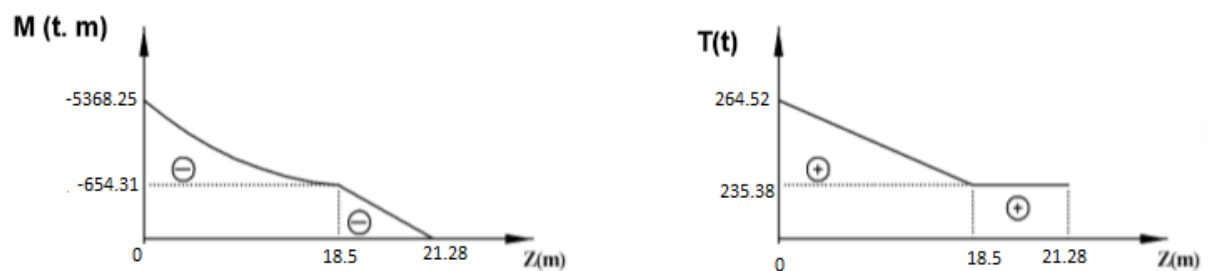


Figure VI-5: Diagramme des moments et efforts tranchants « cuve pleine »

VI.2. Etude hydrodynamique :

VI.2.1. Introduction :

L'étude hydrodynamique nous permet de calculer les efforts exercés sur les parois de la cuve dus aux poussées des eaux et les moments créés par les efforts ainsi que les hauteurs des vagues sur les parois

Le réservoir partiellement rempli, excitation sismique met une partie du fluide sera en mouvement ce qui conduit à la formation des vagues en surface pouvant nuire la couverture de l'ouvrage.

Le réservoir couvert est entièrement plein, il n'y a pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à d'une excitation sismique en base. Du point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble fluide réservoir constituait une masse unique.

Pour étudier ce phénomène nous allons nous référer au document suivant :

« Calcul pratique des réservoirs en zone sismique » qui traite les réservoirs sous excitation sismique par plusieurs méthodes à savoir :

- La méthode d' HOUZNER lorsque le taux de remplissage ; $h/R \leq 1.5$
- La méthode Hunt et Priestley lorsque le rapport $h/R \geq 1.5$
- La méthode Jacobsen La méthode Hunt et Priestley lorsque le rapport $h/R \geq 1.5$
- La méthode Jacobsen

VI.2.2. Le calcul des paramètres :

VI.2.2.1. Le rayon :

$$R = \frac{D1}{2}$$

Avec : D1 : le diamètre de la cuve

$$R = \frac{16.6}{2} = 8.3\text{m}$$

Lors le taux de remplissage : h/R

Avec h : la hauteur de la cuve

$$h/R = 5.55/8.3 = 0.67 \leq 1.5$$

Donc: On utilisant la méthode d'HOUZNER $h/R \leq 1.5$

VI.2.2.2 Principe de la méthode approchée de calcul d'après HOUZNER :

Le principe de la méthode d'HOUZNER repose sur la décomposition de l'ouvrage, selon HOUZNER l'action de l'eau est décomposée en deux actions :

1. action passive : due à la masse passive provoquant des efforts d'impulsion.

2. action active : due à la masse active du fluide en mouvement d'oscillation provoquant des efforts d'oscillation.

- Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide dite masse passive réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i liée rigidement au réservoir à une hauteur h_i telle qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente.
- Les efforts d'oscillation proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide. Dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme.

Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_0 retenue par les ressorts de $K_{1/2}$ à la hauteur h_0 à partir de la base du réservoir, dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibrations que la masse active du fluide.

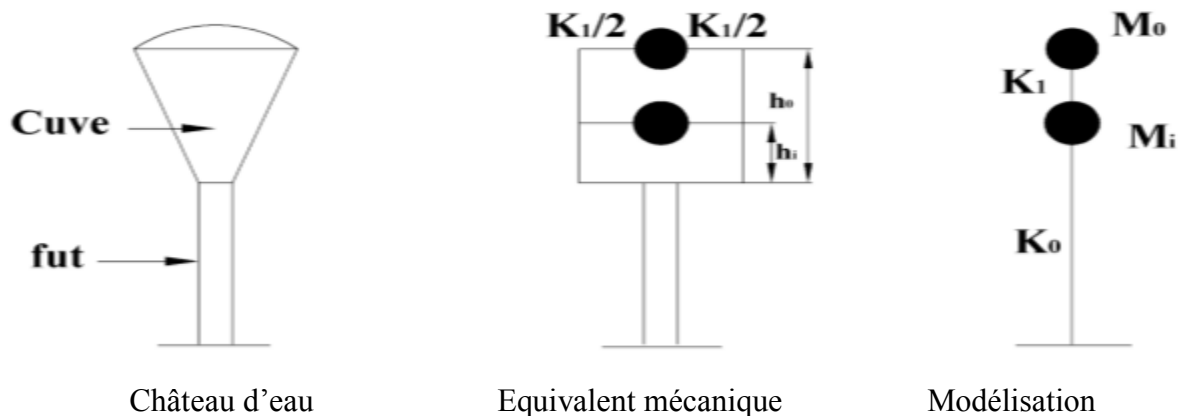


Figure VI-6 : Modélisation du château d'eau.

VI.2.2.3. Calcul des poids :

$$\text{Poids de l'eau } M_e = \gamma_e \cdot V = 10 \cdot 500 \cdot 10^3 = 500 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$\text{Poids du réservoir vide } M_v = P_v \times g = 5100.63 \cdot 10 \cdot 10^3 = 5100.63 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$\text{Poids total du réservoir } M_t = M_e + M_v = (500 + 5100.63) \cdot 10^4 = 5600.63 \cdot 10^4 \text{ N}$$

Poids du fut :

$$M_{\text{fut}} = P_{\text{fut}} \times g = 2875.45 \cdot 10^4 \text{ N}$$

- **Poids de la masse passive :**

$$M_i = M_e \times \frac{\text{th}\left(\frac{\sqrt{3}R}{h}\right)}{(\sqrt{3}R/h)} + M_V = 500 \cdot 10^4 \times \frac{\text{th}\left(\frac{\sqrt{3} \cdot 8.3}{5.55}\right)}{(\sqrt{3} \cdot \frac{8.3}{5.55})} + 5100.63 \cdot 10^4$$

$$= 500 \cdot 10^4 \times \frac{\text{th}(2.59)}{(2.59)} + 5100.63 \cdot 10^4$$

$$\text{Th}(2.59) = \frac{e^{2.59} - e^{-2.59}}{e^{2.59} + e^{-2.59}} = 0.989$$

$$M_i = 5291.557 \cdot 10^4 \text{ N}$$

- **Poids de la masse active M0 :**

$$M_0 = M_e \cdot 0.318 \cdot \frac{R}{h} \cdot \text{th}\left(\frac{1.84 \cdot h}{R}\right) = 500 \cdot 10^4 \times 0.318 \cdot \frac{8.3}{5.55} \cdot \text{th}\left(\frac{1.84 \cdot 5.55}{8.3}\right)$$

$$\text{Th}(1.23) = 0.843$$

$$M_0 = 200.45 \cdot 10^4 \text{ N}$$

VI.2.2.4. Le calcul des hauteurs h_i et h_0 :

$$h_i = (3/8) \cdot 5.55 \quad h_i = 2.08 \text{ m}$$

$$h_0 = h \cdot \left(1 - \frac{\text{ch}\left(\frac{1.84 \cdot h}{R}\right) - 1}{\left(\frac{1.84 \cdot h}{R}\right) \text{Sh}\left(\frac{1.84 \cdot h}{R}\right)}\right) = 5.55 \cdot \left(1 - \left(\frac{\text{ch}\left(\frac{1.84 \cdot 5.55}{8.3}\right) - 1}{\left(\frac{1.84 \cdot 5.55}{8.3}\right) \text{Sh}\left(\frac{1.84 \cdot 5.55}{8.3}\right)}\right)\right) =$$

$$\text{ch}(1.23) = \frac{e^{1.23} + e^{-1.23}}{2} = 1.857$$

$$\text{sh}(1.23) = \frac{e^{1.23} - e^{-1.23}}{2} = 1.564$$

$$h_0 = 3.07 \text{ m}$$

VI.2.2.5. Calcul de la pulsation ω_n :

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \cdot 1.84 \times \text{th}\left(\frac{h}{R}\right) = \frac{10}{8.3} \cdot 1.84 \times \text{th}\left(\frac{5.55}{8.3}\right)$$

$$\text{th}(0.669) = 0.584$$

$$\omega_0^2 = 1.30$$

$$\omega_0 = 1.14 \text{ rad/s}$$

VI.2.2.6. Calcul des constantes de raideur « K1 » et « K0 » :

K1 : raideur de couplage ($M_0 - M_i$)

K0 : raideur de support

- Calcul de K1 :

$$K1 = m1. \omega^2$$

$$\text{Avec : } m1 = \frac{M0}{g}$$

$$K1 = m1. \omega^2 = \frac{M0}{g} * \omega^2 = \frac{200.45 * 10^4}{10} * 1.3$$

$$K1 = 0.26 * 10^6 \text{ N/m}$$

- Calcul du support K0 :

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{P' * L^3}{3 * g * E * I}}$$

$$\text{Avec : } P' = P + \frac{33}{140} * M_{fût}$$

$$P : \text{ poids de la masse concentrée } P = M_t = 5600.63 * 10^4 \text{ N}$$

$$L : \text{ hauteur du support } L = 18.5 \text{ m}$$

I : moment d'inertie de la section transversale du fût :

$$I = \frac{\pi}{64} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) = 19.65 \text{ m}^4$$

$$E : \text{ module de déformation instantanée du béton armé } E = 3.418 * 10^{10} \text{ N/m}^2$$

$$M_{fût} = \text{ masse du fût } = 2875.45 * 10^4 \text{ N}$$

$$P' = P + \frac{33}{140} M_{fût}$$

$$P' = 5600.63 * 10^4 + \frac{33}{140} * 2875.45 * 10^4$$

$$P' = 6278.415 * 10^4 \text{ N}$$

$$T = 2 * \pi \sqrt{\frac{P' * L^3}{3 * g * E * I}}$$

$$\omega^2 = \frac{4\pi^2}{T^2} \rightarrow T^2 = \frac{4\pi^2}{\omega^2} \quad \text{En posant : } T^2 = \frac{4\pi^2}{\omega^2}$$

on remplace :

$$4\pi^2 \frac{P' * L^3}{3 * g * E * I} = \frac{4\pi^2}{\omega^2}$$

$$\frac{P' * L^3}{3 * g * E * I} = \frac{1}{\omega^2}$$

$$\omega^2 = \frac{K}{m} \rightarrow \frac{1}{\omega^2} = \frac{m}{K} = \frac{P' * L^3}{3 * g * E * I}$$

$$K = \frac{3 * g * E * I}{P' * L^3} ; m = \frac{M_t}{g}$$

En remplace :

$$K0 = \frac{3 * E * I * M_t}{P' * L^3} \rightarrow K0 = \frac{3 * 3.4 * 10^{10} * 19.65 * 5600.63 * 10^4}{6278.415 * 10^4 * 18.5^3}$$

$$K0 = 282.38 * 10^6$$

VI.2.2.7. Calcul des pulsations propres ω_1 et ω_2 du 1er et 2eme mode de vibration du système :

$$\text{La matrice de rigidité } K = \begin{bmatrix} K_{00} & K_{01} \\ K_{10} & K_{11} \end{bmatrix}$$

$$K_{00} = K_0 + K_1 = (282.38 + 0.26) * 10^6$$

$$\mathbf{K_{00} = 282.64 * 10^6 \text{ N/m}}$$

$$K_{01} = K_{10} = -K_1 = -0.26 * 10^6 \text{ N/m}$$

$$\mathbf{K_{11} = K_1 = 0.26 * 10^6 \text{ N/m}}$$

$$\mathbf{K = 10^6 * \begin{bmatrix} 282.64 & -0.26 \\ -0.26 & 0.26 \end{bmatrix} \text{ N/m}}$$

$$\text{La matrice de masse } m = \begin{bmatrix} m_0 & 0 \\ 0 & m_1 \end{bmatrix}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} m_0 = \frac{M_i}{g} = \frac{5291.557 * 10^4}{10} = 5.29 * 10^6 \text{ N} \\ m_1 = \frac{M_0}{g} = \frac{200.45 * 10^4}{10} = 0.2 * 10^6 \text{ N} \end{cases}$$

$$\mathbf{m = 10^6 * \begin{bmatrix} 5.29 & 0 \\ 0 & 0.2 \end{bmatrix} \text{ N}}$$

En appliquant le principe fondamental de la dynamique ; on obtiendra l'équation suivante :

$$\mathbf{[K - \omega^2 * M] * X = 0}$$

Les solutions de cette équation représenteront les pulsations de vibration des deux modes principaux qui sont obtenues par :

$$\mathbf{\Delta = [K - M * \omega^2] = 0}$$

La solution est donc:

$$\omega_{1-2}^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{K_{00}}{m_0} + \frac{K_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left(\frac{K_{00}}{m_0} - \frac{K_{11}}{m_1} \right)^2 + 4 \frac{K_{01}K_{10}}{m_0m_1}} \right]$$

$$\omega_{1-2}^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{282.64}{5.29} + \frac{0.26}{0.2} \pm \sqrt{\left(\frac{282.64}{5.29} - \frac{0.26}{0.2} \right)^2 + 4 \frac{0.26 * 0.26}{5.29 * 0.2}} \right]$$

$$\omega_1^2 = 1.299 \rightarrow \omega_1 = 1.14 \text{ rad/s et } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 5.51 \text{ s}$$

$$\omega_2^2 = 53.43 \rightarrow \omega_2 = 7.31 \text{ rad/s et } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0.86 \text{ s}$$

VI.2.2.8. Calcul des facteurs de participation (K1) et (K2) :

$$K1 = \frac{m0\phi01 + m1}{m0\phi^2 01 + m1} = \frac{5.29*0.00094 + 0.2}{5.29*0.00094^2 + 0.2}$$

$$K1 = 1.02$$

$$\phi01 = \frac{\frac{k01}{m0}}{\frac{k00}{m0} - \omega^2} = \frac{\frac{0.26}{5.29}}{\frac{282.64}{5.29} - 1.14^2} = 0.00094$$

$$K2 = \frac{m0\phi02 + m1}{m0\phi^2 02 + m1} = \frac{5.29*(-7.03) + 0.2}{5.29*(-7.03)^2 + 0.2} = -0.14$$

$$\phi02 = \frac{\frac{k01}{m0}}{\frac{k00}{m0} - \omega^2} = \frac{\frac{0.26}{5.29}}{\frac{282.64}{5.29} - 7.31^2} = -7.03$$

VI.2.2.9. Calcul des déplacements horizontaux :

Les accélérations SaI, SaII sont déterminées à partir du spectre de réponse « référence : RPA article 4.13 »

- **Détermination du spectre de réponse :**

Ce paramètre est lié à certain facteur à savoir :

- la nature du sol ; (T1 et T2) site rocheux (T1=0.15s et T2=0.30s)
- facteur de qualité ; Q = 1.35
- accélération de zone ; A = 0.2

D'après **NEWMARK** et **ROSENBLUETH**, la dissipation d'énergie due à la viscosité du liquide est équivalent à un pourcentage de l'amortissement critique.

Ce pourcentage est toujours inférieur ou égale à 2%, et il augmente avec la fréquence d'oscillation. On admettra donc 0.5% d'amortissement critique pour le premier mode de vibration de l'eau, et 2% pour le second

- le facteur d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$$\begin{cases} \text{mode I :} & \xi = 0.5\% & \eta = 1.67 \\ \text{mode II :} & \xi = 2\% & \eta = 1.32 \end{cases}$$

1ère mode de vibration : T1 = 5.51s T > 3s $\eta = 1.67$

$$\frac{Sa}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T2}{3}\right)^{2\beta} \left(\frac{3}{T}\right)^{\beta} \square^{\beta} \left(\frac{Q}{R}\right)$$

$$\frac{Sa}{g} = 2.5 * 1.67 (1.25 * 0.2) \left(\frac{0.3}{3}\right)^{2\beta} \left(\frac{3}{5.51}\right)^{\beta} \square^{\beta} \left(\frac{1.35}{2}\right) = 0.055$$

$$Sa1 = 0.55 \text{ m/s}^2$$

2ème mode de vibration : $T_2 = 0.86s \rightarrow T_2 \leq T \leq 3s \quad \eta = 1.32$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/\beta} \left(\frac{Q}{R}\right)$$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5 * 1.32(1.25 * 0.2) \left(\frac{0.3}{0.86}\right)^{2/\beta} \left(\frac{1.35}{2}\right) = 0.27$$

$$S_a = 2.7 \text{ m/s}^2$$

- **Les déplacements horizontaux :**

1ère mode :

$$\bar{X}_{11} = K_1 \times \frac{S_{a1}}{\omega^2_1} = 1.02 \times \frac{0.55}{1.299} = \mathbf{0.43m}$$

$$\bar{X}_{01} = \bar{X}_{11} \times \varnothing_{01} = 0.43 \times 0.00094 = \mathbf{4.05 \cdot 10^{-4} m}$$

2ème mode :

$$\bar{X}_{12} = K_2 \times \frac{S_{a2}}{\omega^2_2} = (-0.14) \times \frac{2.7}{53.43} = \mathbf{-7.07 \cdot 10^{-3} m}$$

$$\bar{X}_{02} = \bar{X}_{12} \times \varnothing_{02} = (-7.07 \cdot 10^{-3}) \times (-7.03) = \mathbf{0.05m}$$

VI.2.2.10. Calcul de la force horizontale :

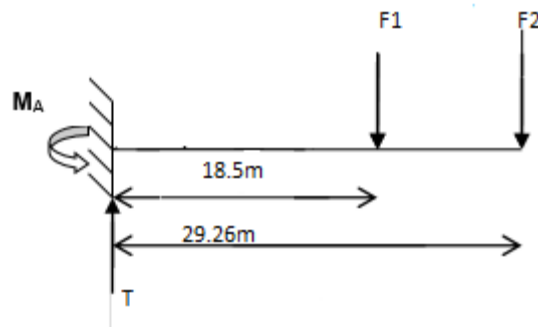


Figure VI-7 : Calcul des forces horizontales

1ère mode :

$$F_{11} = K_{11} \cdot \bar{X}_{11} + K_{10} \cdot \bar{X}_{01} = 0.26 \cdot 10^6 \times 0,43 - 0,26 \cdot 10^6 \times 4.05 \cdot 10^{-4}$$

$$F_{11} = \mathbf{111694.7 N = 11.1694t}$$

$$F_{01} = K_{01} \cdot \bar{X}_{11} + K_{00} \cdot \bar{X}_{01} = -0,26 \cdot 10^6 \times 0,43 + 282.64 \cdot 10^6 \times 4.05 \cdot 10^{-4}$$

$$F_{01} = \mathbf{2669.2 N = 0.2669t}$$

D'où l'effort tranchant :

$$F_1 = F_{11} + F_{01} = \mathbf{11.4363 t}$$

2ème mode :

$$F_{12} = K_{11} \cdot \bar{X}_{12} + K_{10} \cdot \bar{X}_{02} = 0,26 \cdot 10^6 \times (-7.07 \cdot 10^{-3}) + (-0,26 \cdot 10^6 \times 0.05)$$

$$F_{12} = \mathbf{-14838.2N = -1.4838t}$$

$$F02 = K01 \cdot \overline{X12} + K00 \cdot \overline{X02} = -0,26 \cdot 10^6 \times (-7,07 \cdot 10^{-3}) + (282,64 \cdot 10^6 \times 0,05)$$

$$F02 = 14133838,2 \text{ N} = 1413,3838 \text{ t}$$

D'où l'effort tranchant :

$$F2 = F12 + F02 = 1411,9 \text{ t}$$

VI.2.2.11. Calcul des sollicitations dans l'ouvrage :

- Calcul du moment MA :

$$\sum M/A = 0$$

$$MA = hF1 + HF2$$

$$MA = 18,5 \cdot (11,4363) + 29,26(1411,9)$$

$$MA = 41523,76 \text{ t.m}$$

D'où le moment réglementaire :

$$MAr = \beta \times MA$$

Avec : $\beta = 1/3$ facteur de comportement de structure (RPA)

$$MAr = 13841,25 \text{ t.m}$$

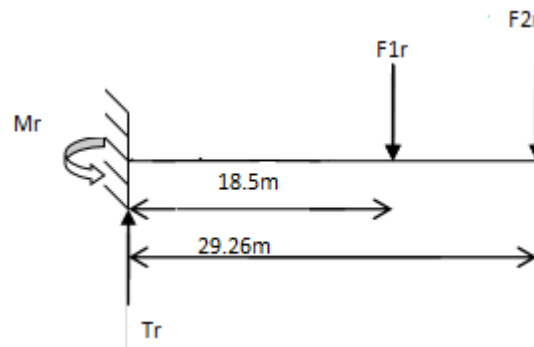


Figure VI-8 : présentation des réaction à l'encastrement

- Calcul des sollicitations :

$$F1r = \frac{F1}{3} = 3,81 \text{ t}$$

$$F2r = \frac{F2}{3} = 470,63 \text{ t}$$

Section I-I: $0 \leq x \leq 18,5 \text{ m}$

$$M(x) = Tr \cdot x - MAr$$

$$M(x) = 474,44 \cdot x - 13841,25$$

$$T(x) = Tr = F1r + F2r = 474,44 \text{ t}$$

$$M(0) = -13841,25 \text{ t.m}$$

$$M(18.5) = -5064.11 \text{ t.m}$$

Section II-II : $18.5 \text{ m} \leq x \leq 29.26 \text{ m}$

$$M(x) = Tr.x - MAr - F1r (x-18.5)$$

$$M(x) = 474.44.x - 13841.25 - 3.81(x - 18.5)$$

$$M(x) = 470.63x - 13770.765$$

$$M(18.5) = -5064.11 \text{ t.m}$$

$$M(29.26) = 0 \text{ t.m}$$

$$T(x) = Tr - F1r = 474.44 - 3.81 = 470.63 \text{ t}$$

VI.2.2.12. Détermination de la hauteur des vagues :

$$d_{\max} = \frac{0.408R}{\left[\frac{g}{(\omega n \theta n R)} - 1 \right] \cdot \text{th} \left(1.84 \frac{h}{R} \right)}$$

avec θn : dépend de l'amplitude de vibration de chaque mode

1ère mode :

$$\theta_1 = \left[1.53 \frac{(X_{11} - X_{01})}{R} \right] \cdot \text{th} \left(1.84 \frac{h}{R} \right) = \left[1.53 \frac{(0.43 - 4.05 \cdot 10^{-4})}{8.3} \right] \cdot \text{th} \left(1.84 \frac{5.55}{8.3} \right)$$

$$\theta_1 = 0.066$$

$$d_{\max 1} = \frac{0.408R}{\left[\frac{g}{(\omega_1 \theta_1 R)} - 1 \right] \cdot \text{th} \left(1.84 \frac{h}{R} \right)} = \frac{0.408 \cdot 8.3}{\left[\frac{10}{1.14 \cdot 0.066 \cdot 8.3} - 1 \right] \cdot \text{th} \left(1.84 \frac{5.55}{8.3} \right)}$$

$$d_{\max 1} = 0.27 \text{ m}$$

2ème mode:

$$\theta_2 = \left[1.53 \frac{(X_{12} - X_{02})}{R} \right] \cdot \text{th} \left(1.84 \frac{h}{R} \right) = \left[1.53 \frac{((-7.07 \cdot 10^{-3}) - 0.05)}{8.3} \right] \cdot \text{th} \left(1.84 \frac{5.55}{8.3} \right)$$

$$\theta_2 = -8.86 \cdot 10^{-3}$$

$$d_{\max 2} = \frac{0.408R}{\left[\frac{g}{(\omega_2 \theta_2 R)} - 1 \right] \cdot \text{th} \left(1.84 \frac{h}{R} \right)} = \frac{0.408 \cdot 8.3}{\left[\frac{10}{7.31 \cdot (-8.86 \cdot 10^{-3}) \cdot 8.3} - 1 \right] \cdot \text{th} \left(1.84 \frac{5.55}{8.3} \right)}$$

$$d_{\max 2} = -0.20 \text{ m}$$

$$d_{\max} = \sqrt{(d_{\max 1})^2 + (d_{\max 2})^2} = \sqrt{(0.27)^2 + (0.2)^2}$$

$$d_{\max} = 0.33 \text{ m} = 33 \text{ cm}$$

Chapitre VII :
Modélisation et
interprétation des
résultats

VII. Modélisation et interprétation des résultats :

VII.1. Modélisation :

- **Introduction**

Le but de la modélisation de la structure avec un logiciel robot est de démontrer au mieux le véritable comportement de la structure sous les efforts auxquels elle est soumise.

Il s'agit d'une étape très cruciale dans l'étude générale des travaux de génie civil, notamment en zone sismique

- **Les étapes de la modélisation :**

La modélisation et le dimensionnement d'une structure se fait en différentes étapes :

- la modélisation géométrique de la structure et de son chargement dans un premier temps

- le calcul des combinaisons de charge ensuite, en tenant compte de la réglementation

- le calcul des efforts internes de la structure

- la vérification de tous les éléments contenus dans la structure, le dimensionnement

Ainsi, cette modélisation va être décomposée en 3 étapes :

- la première plutôt géométrique va juste introduire la pondération des charges

- la seconde représente le côté réglementaire avec les chargements et les combinaisons respectant les règlements

- la dernière se concentre plutôt sur le dimensionnement des éléments

Le Dimensionnement

La flèche est l'élément dimensionnant dans certaines structures, il serait donc licite de faire un dimensionnement en flèche. Toutefois, le module de dimensionnement permet de trouver le profilé optimal en contrainte.

Détermination des charges et Combinaisons.

VII.2. Exploitation des résultats :**VII.2.1. Coupole supérieure**

- **Caractéristique géométrique :**
 - Diamètre : 16.6 m.
 - Flèche : 1.66m.
 - Rayon de courbure : 21.58m.

Effort normale dans la coupole

Figure VII-1 : Cartographie suivant le méridien

Figure VII-2 : Cartographie suivant le parallèle

Moment de flexion dans la coupole :

Figure VII-3 : Cartographie des moments de flexion dans la coupole supérieure

Vérification de l'épaisseur :

Figure VII-4 : Cartographie de la contrainte de compression

On remarque une contrainte de compression $\sigma_b = 2.06 \text{MPa} < \sigma_b = 17 \text{MPa}$
(contrainte admissible)

Nous Concluons que le même ferrailage que le chapitre IV (Etude statique).

Choix :

- Suivant le méridien : 6HA12/ml
- Suivant le parallèle : 6HA12/ml

VII.2.2. Ceinture supérieure et inférieure:

- **Caractéristiques géométriques :**
 - La section de la ceinture supérieure : (60x55).
 - La section de la ceinture inférieure : (60x55).
- **Les efforts de traction dans la ceinture :**

	FX [kN]
MAX	233,68
Barre	156
Noeud	144
Cas	10 (C) (CQC)
Mode	
MIN	-59,29
Barre	141
Noeud	129
Cas	15 (C) (CQC)
Mode	

Figure VII-5 : moment de ceinture

Sur la ceinture inférieure Max=233.68KN et sur la ceinture supérieure
Min= – 59.29KN

on remarque que Les ceintures seront ferrillées de la même manière que dans le chapitre IV

Choix :

- ✓ Ceinture supérieure : 10HA20.
- ✓ Ceinture inférieure : 10HA20

VII.2.3. La cuve tronconique :

- **Caractéristiques géométriques :**
 - Epaisseur de la cuve : $E = 30\text{cm}$.
 - Hauteur de la cuve : 5.55m .
 - Diamètre supérieure : 16.6m .
 - Diamètre inférieure : 5.2m .
- **Les efforts de traction dans la cuve à ELU :**

Figure VII-6 : Cartographie de la cuve ELU

- **Les efforts de traction dans la cuve à ELS :**

Figure VII-7: Cartographie de la cuve ELS

- Vérification de l'épaisseur de la cuve :

Figure VII-8 : Cartographie de la contrainte de compression

On remarque que la contrainte de compression $\sigma_b = 2.63 \text{ MPa} < \sigma_b = 17 \text{ MPa}$ (la contrainte admissible).

- Ferrailage de la cuve :

Pour le ferrailage, nous allons adoptés le même ferrailage calculé dans le chapitre IV

C'est-à-dire :

Tableau VII-1 : Tableau des armatures

Profondeur	[0-0.85]	[0.85-1.85]	[1.85-2.85]	[2.85-3.85]	[3.85-4.85]
ELU	5.11	8.88	12.23	14.81	16.89
ELS	7.66	12.99	17.59	21.18	23.09
Choix	4HA16	8HA16	10HA16	12HA16	14H16
Espacement	18cm	16cm	14cm	12cm	10cm

VII.2.4. La coupole de fond : (Voir description dans le chapitre IV)

- **Caractéristique géométrique :**
 - Diamètre : 5.20m.
 - Flèche : 0.65m.
 - Rayon de courbure : 5.53m.
 -
- **Les efforts internes dans la coupole de fond à ELU :**

Figure VII-9 : Cartographie de la coupole de fond ELU

- **Les efforts internes dans la coupole de fonds à ELS :**

Figure VII-10 : Cartographie de la coupole de fond ELS

- **Ferraillage :**

Nous allons adoptés le ferraillage du chapitre IV :

 - **Suivant le méridien** : $A_m = 18\text{cm}^2/\text{ml}$

On opte pour 9T16/ml, avec un espacement de 10cm.

- **Suivant le parallèle** : $A_p = 7.75\text{cm}^2/\text{ml}$.

On opte pour 8T12/ml comme des cerces.

- **Vérification de l'épaisseur de la coupole de fond :**

Figure VII-11: Cartographe de la contrainte de compression

On remarque que la contrainte de compression $\sigma_b = 1.62\text{MPa} < \sigma_b = 17\text{MPa}$ (la contrainte admissible).

VII.2.5. La cheminée :

Caractéristique géométrique :

- Hauteur : 4.90m

- L'épaisseur : 20cm

- Diamètre : 1.60m

- **Les efforts internes à ELU :**

Figure VII-12 : Cartographie de la cheminée ELU

- Les efforts internes à ELS :

Figure VII-13 : Cartographie de la cheminée ELS

- Vérification de l'épaisseur de la cheminée :

Figure VII-14 : Cartographie des contraintes de compression

On remarque que la contrainte de compression $\sigma_b = 1.30\text{MPa} < \sigma_b = 17\text{MPa}$ (la contrainte admissible).

Nous concluons que le même ferrailage que le chapitre IV (Etude statique).

Ferrailage de cheminée 8HA12

VII.2.6. Le fût :

La section du fût est un anneau circulaire, La tour est soumise a deux types de sollicitations :

- Sollicitations d'ensemble
- sollicitations locales

Sous les sollicitations d'ensemble, le fût est considéré comme une console encastrée dans le sol est soumis à :

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort normal (N)
- Un effort tranchant (T)

Les sollicitations locales sont dues eux moments d'enseuillement qui provoquent des flexions locales

Caractéristiques géométriques :

- Hauteur : 18.5m
- L'épaisseur : 30cm
- Diamètre intérieur : 5.20m
- Diamètre extérieur : 5.80m
- **Les efforts internes (N ; T ; M)**

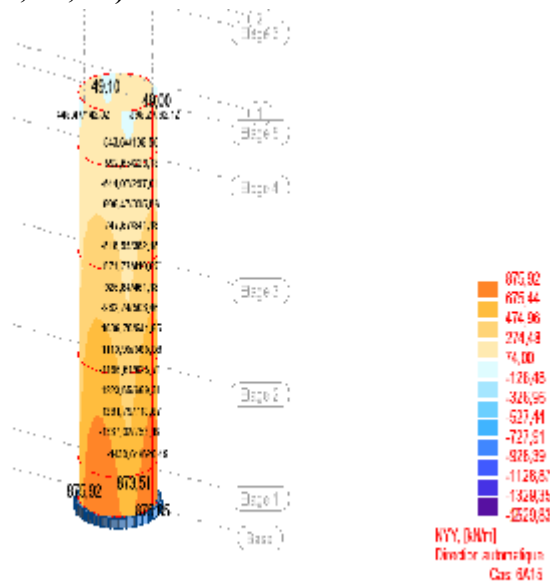


Figure VII-15 : Cartographie des Efforts normal

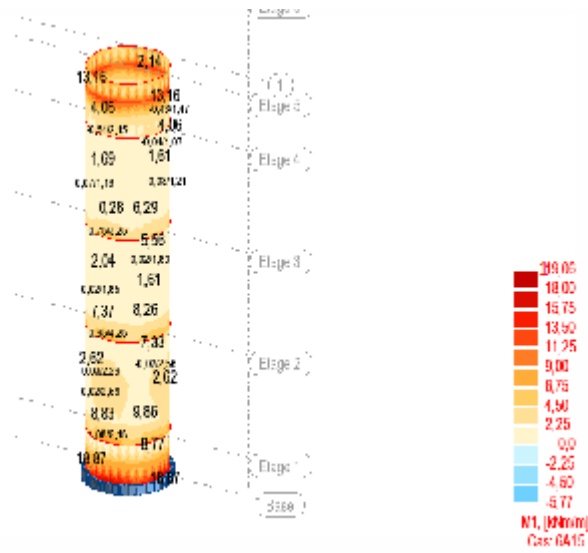


Figure VII-16 : Cartographie des Moments fléchissant

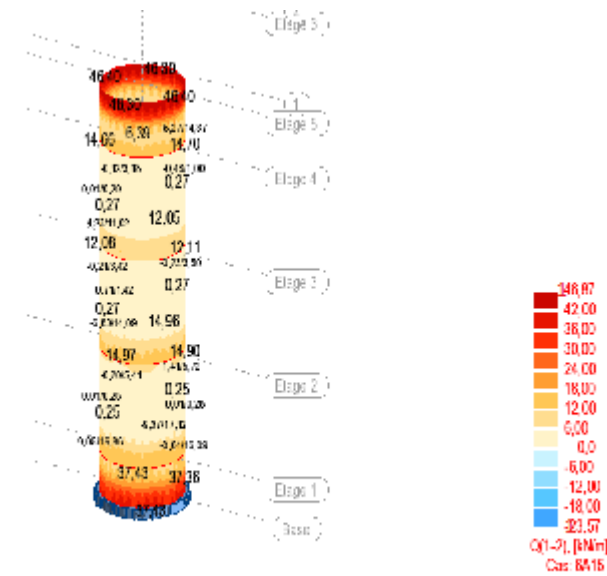


Figure VII-17 : Cartographie des Efforts tranchants

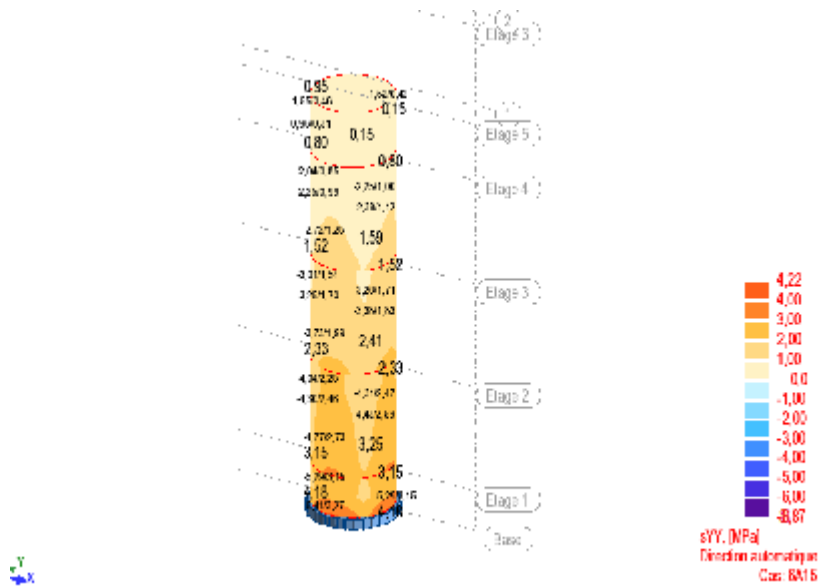


Figure 18 : Cartographie des contraintes de compression

- Ferrailage de fût
- Ferrailage Longitudinal :

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

$$A_s > \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\Delta} - \frac{B r \cdot f_c 28}{0.9 \gamma_b} \right]$$

$$B r = \frac{\pi}{4} [(D_{ext} - 0.02)^2 - (D_{int} - 0.02)^2] = 5.16 \text{ m}^2$$

$A_s \leq 0$ donc on prend la section minimal.

$$A_{min} = \max(4U ; 0.2B / 100) \quad \text{avec : } U = 2 * 3.14 * 2.75 = 17.27 \text{ m}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 4 * 17.27 = 69.08 \text{ cm}^2 \\ 2 * \frac{5.16}{100} = 103.2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min} = \max(4U ; 0.2B / 100) = (69.08 \text{ cm}^2 ; 103.2 \text{ cm}^2) = 103.2 \text{ cm}^2$$

On prend 40HA 20

Pour le ferrailage de la passerelle nous allons considérer comme une console encastrée dans le fût.

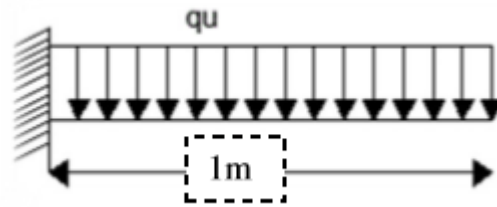


Figure VII-19 : Schéma statique de la marche porteuse

Épaisseur de la dalle : $e = 0,2\text{m}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 0,1\text{t/m}^2$

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = ((1.35 \times 0.2 \times 1 \times 30) + (1.5 \times 1)) = 9.6 \text{ KN/ml.}$$

$$M_u = -\frac{(q_u \times L^2)}{2} = -\frac{(9.6 \times 1^2)}{2} = -4.8 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{(\epsilon_b \times b \times d^2)} = \frac{4800}{(17 \times 100 \times 18^2)}$$

$$\mu = 0.0087 < \mu_{AB} = 0.186 \quad A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\epsilon_b > 1000\epsilon_s$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1-2\mu}) = 0.011$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.995$$

- **Détermination des armatures :**

$$A_s = \frac{M_u}{(\sigma_s \times \beta \times d)} = 4800 / (348 \times 0.995 \times 18) = 0.77 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.4}{400}$$

$$A_{\min} = 2.484 \text{ cm}^2$$

$$A_l = \max (A_s ; A_{\min}) \text{ alors } A_l = 2.484 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 4HA10 = 3.14 cm²/ml.

- **Etat limite de service :**

$$q_{ser} = (0.2 \times 1 \times 30) + 1 = 7 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = -(q_{ser} \times L^2) / 2 = -(7 \times 1^2) / 2 = -3.5 \text{ KN.m}$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{ MPa} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{aciers } f_{eE400} \end{array} \right.$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4.8}{3.5} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{2} + \frac{30}{100} = 0.49 > \alpha = 0.011$$

Donc :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

Armature de répartition : $A_r = A/4 = 0.62 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$.

Armature principale : 4HA10 / ml.

Armatures de répartition : 4HA8/ml.

Chapitre VIII :

Fondation

VIII. Fondation :

VIII.1. Introduction

Le rôle de la fondation est de transmettre au sol les charges et les surcharges dues à la superstructure, ainsi que d'assurer une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsqu'il est sollicité par des efforts extérieurs. Donc la fondation est un élément essentiel de l'ouvrage.

- **Choix du type de fondation :**

Le choix de la fondation est effectué en fonction de:

- La forme géométrique de la structure,
- l'importance des charges transmises à la fondation,
- la nature et la capacité portante du sol,
- la simplicité et la rapidité de son exécution.

le radier permet une répartition et une transmission homogène des charges.

Donc : on choisira un radier présentant un axe de révolution, pour garder les mêmes axes d'inertie

VIII.2. Dimensionnement du radier :

VIII.2.1. Calcul de la hauteur du radier:

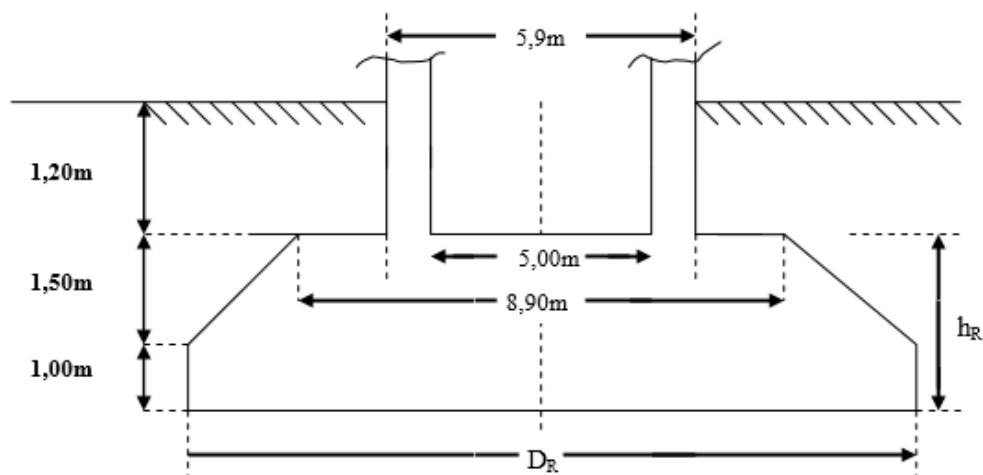


Figure VIII-1 : Dimensions du radier

- **Justification vis à vis du poinçonnement :**

La hauteur du radier sera déterminée à partir de la condition de non poinçonnement donnée par le **BAEL 91**

$$hr \geq \frac{\gamma b \cdot Nu}{0.045 \cdot U_c \cdot f c 28} \text{ (condition de non poinçonnement)}$$

Avec :

U_c : Diamètre de contour au niveau du feuillet moyen. On l'appelle aussi le contour diffusé.

Q_u : poids de la structure à L'ELU

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

G : poids de réservoir à vide $\Rightarrow G = 797.608 \text{ t}$

Q : poids de l'eau $\Rightarrow Q = 500 \text{ t}$

$$Q_u = 1.35 \cdot 797.608 + 1.5 \cdot 500$$

D'où : $Q_u = 1826.771 \text{ t}$

$$U_c = \pi \cdot \left(\frac{hr}{2} + 2 \cdot r_{\text{moy}} + \frac{hr}{2} \right) = \pi \cdot (2 \cdot r_{\text{moy}} + hr)$$

$$U_c = 3.14 \cdot (5.5 + hr) = 17.27 + 3.14 \cdot hr$$

$$D_{\text{moy}} = \frac{d_{\text{ext}} + d_{\text{int}}}{2} = \frac{5.8 + 5.2}{2} = 5.5 \text{ m}$$

$$hr \geq \frac{30 \cdot 1826.771 \cdot 10^{-4}}{0.045 \cdot (17.27 + 3.14hr) \cdot 30} = 1.23 \text{ m}$$

\Rightarrow on prend : $hr = 1.5 \text{ m}$

VIII.2.2. Calcul du diamètre de radier :

Le diamètre du radier se calcule de façon à éviter le soulèvement de la fondation qui est dû à la présence d'une contrainte de traction dans le sol

$$\sigma_{\text{min}} = \left(\frac{N}{A} - \frac{Mr}{W} \right) \geq 0$$

A: surface du radier

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot D_r^2$$

W: module de flexion

$$W = \frac{I}{v} \quad \left\{ \begin{array}{l} I = \frac{\pi \cdot D_r^4}{64} \\ v = \frac{D_r}{2} \end{array} \right.$$

$$N = N_u + N_r + N_t$$

Nu : Effort normal transmis à la base de fût

$$N_u = Q_u = 1827.771t$$

Nr: poids propre du radier + poids de la partie du fût enterré

$$N_r = \left(\frac{\pi * D r^2}{4} * 1.5 + \frac{\pi * (d_{ext}^2 - d_{int}^2)}{4} * 1.3 \right) * \gamma_b$$

$$N_r = \left(\frac{3.14 * D r^2}{4} * 1.5 + \frac{3.14 * (5.8^2 - 5.2^2)}{4} * 1.3 \right) * 3$$

$$N_r = 3.53 D r^2 + 20.21 \text{ avec : } \gamma_b = 3t/m^3$$

Nt = poids des terres.

$$N_t = \left(\frac{\pi * (D r^2 - D_{ext}^2)}{4} * 1.3 \right) * \gamma_t$$

$$N_t = \left(\frac{\pi * (D r^2 - 5.8^2)}{4} * 1.3 \right) * 1.8$$

$$N_t = 1.84 D r^2 - 61.79 \text{ avec : } \gamma_t = 1.8 t/m^3$$

$$N = 1827.771 + 3.53 D r^2 + 20.21 + 1.84 D r^2 - 61.79$$

$$N = 5.37 D r^2 + 1786.19$$

$$M = M_0 + T_0 \cdot h_T$$

M₀, T₀ sollicitation dues à l'effet hydrodynamique (cuve pleine)

$$h_T = h_r + h_{\text{fût enterré}} = 1.50 + 1.30 = 2.80m$$

$$\begin{cases} M_0 = 5368.25t \cdot m \\ T_0 = 238.53t \end{cases} \Rightarrow M = 6036.134t \cdot m$$

- **Condition de non soulèvement:**

$$\sigma_2 = \frac{N}{\pi * D r^2} - \frac{M}{\pi * D r^3} \geq 0$$

$$\Rightarrow N * D r \geq 8 * M$$

On aura :

$$(5.37 D r^2 + 1786.19) D r \geq 8 \times 6036.134$$

$$D r^3 + 332.62 D r - 8992.38 \geq 0$$

$$D r \geq 16.06m$$

On prend: $D_r = 17\text{m}$

$N = 3338.12\text{t}$

- **Distribution des contraintes dans le sol :**

L'excentricité $e = M_u / N_u = \frac{6036.134}{3338.12} = 1.81 < D_r/8 = 2.13$

$D_r/8$: le rayon central du radier.

Le sol sous la fondation est entièrement comprimé, donc le diagramme des contraintes est trapézoïdal, il n'y aura pas de soulèvement

$M_u = 6036.134\text{t.m}$

$N_u = 3338.12\text{t}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

Avec : $A = \frac{\pi}{4} * D_r^2$ et $W = \frac{\pi}{32} * D_r^3$

$A = 226.87\text{m}^2$ et $W = 482.09\text{m}^3$

D'où:

$\sigma_1 = 0.27\text{MPa}$, $\sigma_2 = 0.02\text{MPa}$

On vérifie que :

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 < \sigma_{adm} \Rightarrow 0.21\text{MPa} < 0.29\text{MPa}$$

Conclusion:

Donc le diamètre $D_r = 17\text{m}$ est retenu

VIII.2.3. Vérification de la stabilité de l'ouvrage:

- **Vérification au renversement:**

On doit vérifier que : $M_{st} / M_R \geq F$

M_{st} : moment stabilisant.

M_R : moment de renversement.

F : coefficient de sécurité. ($F=2$)

- **Calcul du moment renversant:**

Le moment renversant est donné par :

$$M_R = M_U + M_S$$

$$M_U = 6036.12\text{t.m}$$

M_S : le moment d'enseillement, dû à l'action dissymétrique de l'enseillement qui agit au niveau de la base du fût.

$$M_s = G \times C_s$$

G : poids total de l'ouvrage ($G=1297.6\text{t}$)

$$C_s = F_s * \left(\frac{Z}{Z}\right)^2$$

F_s : Flèche au sommet de l'ouvrage

$$F_s = Z * (\theta_s / 2) \text{ avec : } \theta_s = \frac{\mu * T * Z}{D_e}$$

θ_s : Angle de rotation de la structure due à l'ensoleillement.

μ : Module de dilatation linéaire du béton ($\mu = 10^{-5}$)

T : Différence de température de la paroi exposée au soleil et la paroi abritée ($T=30^\circ$).

D_e : Diamètre extérieur du fût ($D_e = 5,8\text{m}$).

Z : Hauteur totale de l'ouvrage à partir de l'encastrement ($Z = 29,26\text{ m}$).

z : Position du centre de gravité comptée à partir de l'encastrement ($22,59\text{ m}$)

$$\theta_s = 1,51 \cdot 10^{-3}; F_s = 0,022; C_s = 0,013$$

$$M_s = G \times C_s = 1297,6 \times 0,013 = 16,87 \text{ t.m}$$

$$M_r = 6036,134 + 16,87 = \mathbf{6053,004 \text{ t.m}}$$

- **Calcul du moment stabilisant :**

$$M_{st} = N_u * \left(\frac{D}{2} - e\right), e = M_r / N_u = \frac{6053,004}{3338,12} = 1,81\text{m}$$

$$M_{st} = 22332,023\text{ t.m}$$

$$M_{st}/M_r = \frac{22332,023}{6053,004} = 3,69 > 2 \quad \text{L'ouvrage est stable au renversement}$$

- **Vérification au glissement :**

Condition de stabilité au glissement = $F_H / F_V < f$

F_H : force horizontale.

F_V : force verticale.

f : coefficient de frottement (béton-terre, $f=0,4$)

$F_H = T_o = 238,53\text{t}$ (effort transmis à la structure dû au séisme).

$F_V = N_u = 3338,12\text{ t}$.

$$F_H/F_V = \frac{238,53}{3338,12} = 0,07 < 0,4 \quad \text{La stabilité de l'ouvrage au glissement est vérifiée}$$

Donc : l'ouvrage est stable

VIII.2.4.Ferraillage de la fondation :

VIII.2.4.1.Détermination de la charge appliquée sur le radier (P) :

La répartition des contraintes dans le sol est supposée généralement linéaire.

G : le poids propre de la structure. $G = 797,608\text{ t}$.

Q : la surcharge d'exploitation (poids d'eau) $Q = 500\text{ t}$.

ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q = 1826.77 \text{ t}$

ELS : $P_s = G + Q = 1297.608 \text{ t}$

La surface du radier : $S = \pi.r^2 = 226.865\text{m}^2$

- **La sous-pression (réaction du sol) :**

ELU : $\sigma_u = \frac{P_u}{S} = \frac{1826.77}{226.865} = 8.05\text{t/m}^2$

ELS : $\sigma_s = \frac{P_s}{S} = \frac{1297.608}{226.865} = 5.72\text{t/m}^2$

- **La pression par mètre linéaire :**

ELU : $P_{1u} = \frac{P_u}{2*\pi*r_0} = \frac{1826.77}{2*3.14*2.9} = 100.30\text{t/ml}$

ELS : $P_{1ser} = \frac{P_{ser}}{2*\pi*r_0} = \frac{1297.608}{2*3.14*2.9} = 71.25\text{t/ml}$

- **Calcul des efforts dans le radier :**

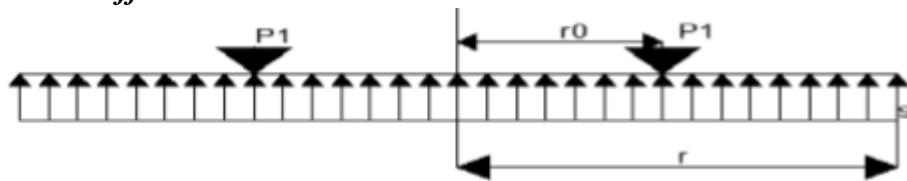


Figure VIII-2 : Schéma statique

1^{er} cas : appliquons la formule de Timoshenko :

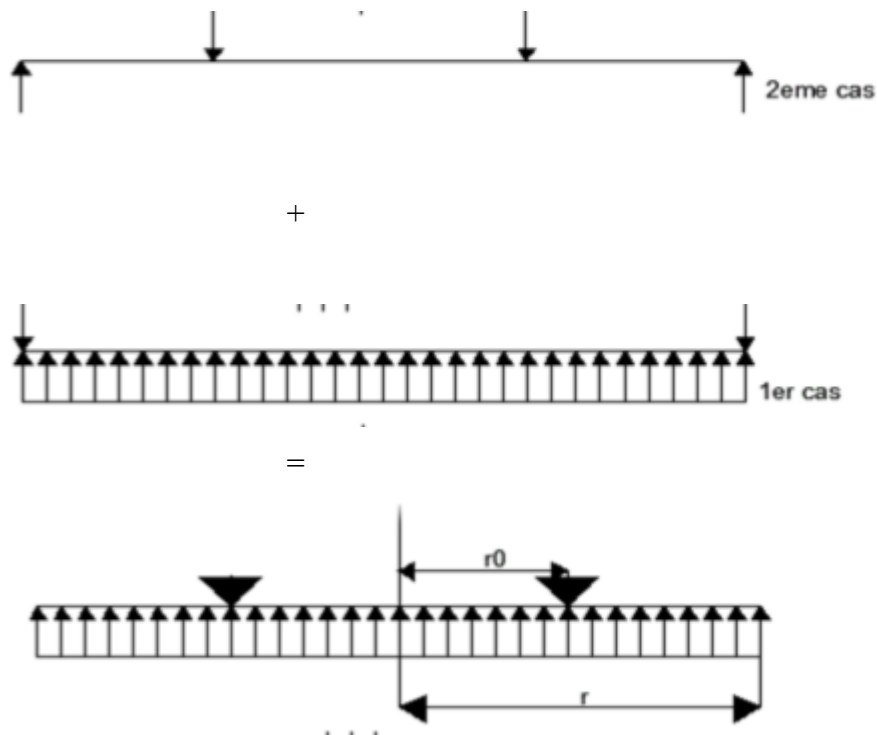


Figure VIII-3: Schéma statique de la superposition

$$\text{Moment radial : } M_r = -\frac{\sigma}{16} (3+\nu) (r^2 - x^2)$$

$$\text{Moment tangentiel : } M_\varphi = -\frac{\sigma}{16} ((3+\nu)r^2 - (1+3\nu)x^2)$$

Avec :

σ : la sous pression.

$$\nu: \text{ le coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 & \text{ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{ELS} \end{cases}$$

ELU:

$$M_r = 1.51x^2 - 109.05 \quad M_\varphi = 0.5x^2 - 109.05$$

ELS:

$$M_r = 1.14x^2 - 82.65 \quad M_\varphi = 0.57x^2 - 82.65$$

Tableau VIII-1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant

X	ELU (t.m)		ELS (t.m)	
	Mr	Mφ	Mr	Mφ
0	-109.05	-109.05	-82.65	-82.65
2.9	-96.435	-104.845	-73.06	-77.86
8.5	0	-72.925	0	-41.47

2ème cas :

la formule de Timoshenko pour ce 2ème cas est la suivante :

Pour : $0 \leq x \leq r_0$

$$M_r = M_\varphi = \frac{6}{4} \left((1-\nu) \left(\frac{r^2 - r_0^2}{2} \right) - r^2 (1+\nu) \log\left(\frac{r_0}{r}\right) \right)$$

$$\text{ELU: } M_r = M_\varphi = \frac{8.05}{4} \left((1-0) \left(\frac{8.5^2 - 2.9^2}{2} \right) - 8.5^2 (1+0) \log\left(\frac{2.9}{8.5}\right) \right) = 132.14 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS: } M_r = M_\varphi = \frac{5.72}{4} \left((1-0.2) \left(\frac{8.5^2 - 2.9^2}{2} \right) - 8.5^2 (1+0.2) \log\left(\frac{2.9}{8.5}\right) \right) = 94.42 \text{ t.m}$$

Pour : $r \leq x \leq r$

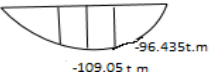

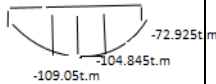
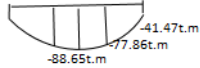

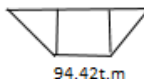
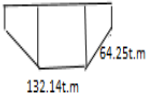
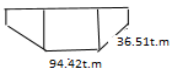
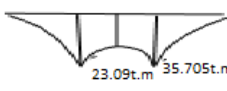
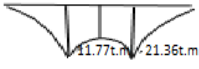
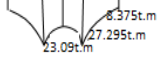
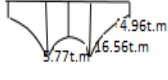
En particulier pour $x = r \Rightarrow M_r = 0$

$$M_\phi = \frac{p \cdot r^0}{4} \left[(1 - \nu) \left(1 - \frac{r^0^2}{r^2} \right) \right]$$

$$\text{ELU : } M_\phi = \frac{100.30 \cdot 2.9}{4} \left[(1 - 0) \left(1 - \frac{2.9^2}{8.5^2} \right) \right] = 64.25 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M_\phi = \frac{71.25 \cdot 2.9}{4} \left[(1 - 0.2) \left(1 - \frac{2.9^2}{8.5^2} \right) \right] = 36.51 \text{ t.m}$$

Tableau VIII-2: récapitulatif des diagrammes des moments fléchissant

Cas	Moment radial M_r		Moment tangentiel M_ϕ	
	ELU	ELS	ELU	ELS
1ere				
2eme				
Superposition				

VIII.2.4.2. Calcul de ferrillage:• *Armature radiale :*

Le calcul se fait à l'ELU et l'ELS pour une bande de 1m de largeur en fissuration préjudiciable.

ELU:

$$M_{ru} = 35.705 \text{ t.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$d = 2,6 - 0,05 = 2,55 \text{ m}; \quad b_0 = 1\text{m}$$

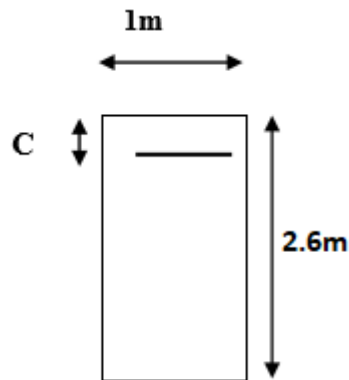


Figure VIII-4 : section de calcul

$$\sigma_b = 17\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ru}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{357050}{17 \cdot 100 \cdot 255^2} =$$

$$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0.186 \text{ A' n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_S > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_{ru}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{357050}{348 \cdot 0.99 \cdot 255} = 5\text{cm}^2$$

ELS :

$$M_{r \text{ ser}} = 21.36 \text{ t. m}$$

$$\alpha_r = 15\overline{\sigma_b c} / (15\overline{\sigma_b c} + \overline{\sigma_s}) = 0.605$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 18\text{MPa} \quad ; \quad \overline{\sigma}_s = 176.36\text{MPa}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right) = \mathbf{0.241}$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} * b * d^2 * \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{2820.78\text{t.m}}$$

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

$$Z_r = d * \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right) = \mathbf{203.57\text{cm}}$$

$$A_{rser} = M_{rser} / (Z_r * \overline{\sigma}_s) = \mathbf{5.9\text{cm}^2}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 35.19\text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_{rinf} = \max(A_u, A_{min}, A_{ser}) = 35.19\text{cm}^2$$

\Rightarrow soit **10HA20**

$$\text{Pour : } A_{rinf} = 31.40\text{cm}^2$$

- **Armature tangentielle :**

(Même section de calcul qu'armature radiale).

Le calcul se fait à l'ELU et à l'ELS pour une bande de 1m de largeur en fissuration préjudiciable.

ELU:

$$M_{\phi u} = 27.295\text{t.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_{qu}}{\sigma_b * b * d^2} = \frac{272950}{17 * 100 * 255^2}$$

$$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0.186 \quad A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.003$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_{qu}}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{272950}{348 * 0.99 * 255} = 4\text{cm}^2$$

ELS :

$$M_{q \text{ ser}} = 16.56 \text{ t.m}$$

$$\alpha r = 15\overline{\sigma_{bc}} / 15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s} = 0.605$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 18\text{MPa} \quad ; \quad \overline{\sigma_s} = 176.36\text{MPa}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right) = 0.241$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} * b * d^2 * \overline{\sigma_{bc}} = 2820.78\text{t.m}$$

$$M_{q \text{ ser}} < M_{rb} \Rightarrow A'_{\text{ser}} = 0$$

$$Z_r = d * \left(1 - \frac{\alpha r}{3}\right) = 203.575\text{cm}$$

$$A_{q \text{ ser inf}} = M_{q \text{ ser}} / (Z_r * \overline{\sigma_s}) = 5\text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} > 0.23 * b_0 * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} \geq 35.19\text{cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_{r \text{ inf}} = \max(A_u, A_{\text{min}}, A_{\text{ser}}) = 35.19\text{cm}^2$$

=> soit 10HA20

$$\text{Pour : } A_{r \text{ inf}} = 31.40\text{cm}^2$$

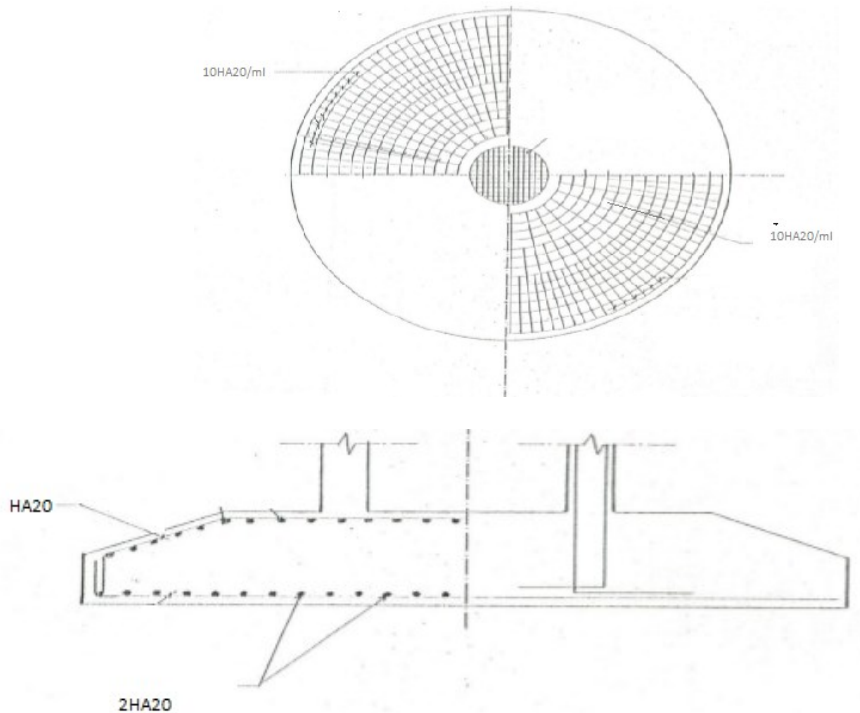


Figure VIII-5 : ferrailage de fondation

Chapitre IX :
Equipements
hydrauliques

IX. Équipements hydrauliques :

IX.1. Introduction :

Ce chapitre traitera les équipements hydrauliques comme l'indique le titre .Pour permettre leur exploitation les réservoirs sont munis de plusieurs conduites, canalisations intérieures du château d'eau sont en acier inox, à bride boulonnées

IX.2. Description des différents éléments :

IX.2.1. Conditions d'amenée d'eau (conduite d'arrivée):

Cette conduite provient soit d'un captage, on dit alors qu'il s'agit d'une conduite d'adduction d'eau. Elle est généralement d'un plus gros diamètre que la conduite de départ d'eau et monte jusqu'au sommet de la réserve pour l'alimenter en eau. Dans un réservoir, la réserve est tous les jours remplie par le haut, l'eau tombe dans le réservoir. Cette canalisation est facile à reconnaître car elle est le plus souvent équipée d'une boîte à boue, d'un réducteur de pression et d'une vanne de sectionnement.



Figure IX-1 : conduite d'arrivée

IX.2.2. Conduite de distribution d'eau :

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15-20 cm) au-dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air.

Cette conduite est équipée d'une vanne permettant la fermeture rapide en cas de rupture.

IX.2.3. Conduite de trop plein :

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

IX.2.4. Conduite de vidange :

Pour nettoyer le réservoir et sa réserve il faut au préalable vider le contenu de l'ouvrage. Pour cela, une vanne située dans la chambre de visite et au pied de la réserve permet de vider cette dernière. Comme un siphon au fond d'un évier, un trou au fond de la réserve permet d'évacuer cette eau. Le sol de la réserve est fait de telle manière que l'eau s'écoule naturellement vers cette vidange.

IX.2.5. Robinet de vanne :

C'est un appareil utilisé pour arrêter ou modifier le débit d'un liquide

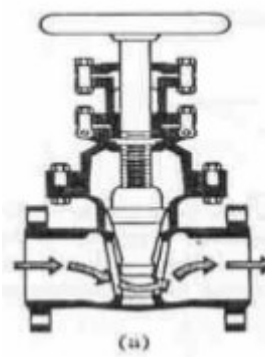


Figure IX-2 : robinet de vanne

Conclusion générale

- Le présent projet de fin d'étude à portée sur le dimensionnement et le calcul d'un château d'eau en béton armé d'une capacité de 500m³. Le type choisi est plus moderne (cylindre-tronconique) reposant sur un voile.

Son étude nous a permis enfin de mettre en pratique nos connaissances acquises pendant tout notre chemin universitaire, tout en respectant les règlements (BAEL 91 et RPA).

L'objectif de notre projet est la conception, l'analyse et la modélisation par logiciel robot d'un château d'eau pour alimenter la commune de (OUED SABBAH) en eau potable.

En tenant compte de la régularité entre apport et débit pour déterminer la capacité du château. La hauteur de l'ouvrage est en relation avec le site d'implantation, le débit minimal recommandée et le point le plus éloigné à desservir.

Nous avons fait pré-dimensionnement, Evalué de la période et ferraillé les éléments de château d'eau.

L'étude hydrodynamique nous a permis de vérifier que lors d'un séisme, les éléments de réservoir ne risquent pas d'être endommager par l'effet des vagues, et aussi de vérifier la stabilité de réservoir au renversement et au cisaillement.

Enfin en espère que ce modeste mémoire sera un document utile pour les futures promotions.

Bibliographie :

- Fascicule **74**, construction des réservoirs en béton
- BELAZOUGUIE « calcul des ouvrages en béton armé ».
- Règlement parasismique algérien (**RPA 99-2003**).
- Béton armé aux états limites (**BAEL 91**).
- Mémoire de fin étude (BOUNDY BAKOROBA et BOUKHATEM BOUABDELLAH) : ETUDE D'UN RESERVOIR SURELEVE DE CAPACITE 1000m³ DANS LA DAIRA DE MESRA (MOSATAGANAM)
- CALCUL PRATIQUE DE R2SERVOIRES EN ZON SOSMOQUE (méthode de **HOUZNER**)
- Hydraulique(A.E.P) De AIN TEMOUCHENT : rapport géotechnique de la localité de OEUD SEBBAH
 - Cour master 2 ouvrage spéciaux « MADAM ATTIA »
 - Pierre Charron « le calcul et la vérification des ouvrages en béton armée ».
 - Traite du béton armé (André Guérin).

Annexes

Annexes

Annexe 1 : tableaux des armatures en cm²

<i>Diamètre nominal (mm)</i>	<i>Section en centimètre carres pour un nombre de barres égal a</i>									
	<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>	<i>10</i>
<i>5</i>	<i>0,19</i>	<i>0,39</i>	<i>0,59</i>	<i>0,78</i>	<i>0,98</i>	<i>1,17</i>	<i>1,37</i>	<i>1,57</i>	<i>1,76</i>	<i>1,96</i>
<i>6</i>	<i>0,28</i>	<i>0,56</i>	<i>0,85</i>	<i>1,13</i>	<i>1,41</i>	<i>1,7</i>	<i>1,98</i>	<i>2,26</i>	<i>2,54</i>	<i>2,82</i>
<i>8</i>	<i>0,5</i>	<i>1</i>	<i>1,5</i>	<i>2,01</i>	<i>2,51</i>	<i>3,01</i>	<i>3,51</i>	<i>4,01</i>	<i>4,52</i>	<i>5,02</i>
<i>10</i>	<i>0,78</i>	<i>1,57</i>	<i>2,35</i>	<i>3,14</i>	<i>3,92</i>	<i>4,71</i>	<i>5,49</i>	<i>6,28</i>	<i>7,06</i>	<i>7,85</i>
<i>12</i>	<i>1,13</i>	<i>2,26</i>	<i>3,39</i>	<i>4,52</i>	<i>5,65</i>	<i>6,78</i>	<i>7,92</i>	<i>9,05</i>	<i>10,18</i>	<i>11,31</i>
<i>14</i>	<i>1,54</i>	<i>3,08</i>	<i>4,62</i>	<i>6,15</i>	<i>7,69</i>	<i>9,23</i>	<i>10,77</i>	<i>12,31</i>	<i>13,85</i>	<i>15,39</i>
<i>16</i>	<i>2,01</i>	<i>4,02</i>	<i>6,03</i>	<i>8,04</i>	<i>10,05</i>	<i>12,06</i>	<i>14,07</i>	<i>16,08</i>	<i>18,09</i>	<i>20,1</i>
<i>20</i>	<i>3,14</i>	<i>6,28</i>	<i>9,42</i>	<i>12,56</i>	<i>15,7</i>	<i>18,84</i>	<i>21,99</i>	<i>25,13</i>	<i>28,27</i>	<i>31,41</i>
<i>25</i>	<i>4,91</i>	<i>9,82</i>	<i>14,73</i>	<i>19,63</i>	<i>24,54</i>	<i>29,45</i>	<i>34,36</i>	<i>39,27</i>	<i>44,18</i>	<i>49,09</i>
<i>32</i>	<i>8,04</i>	<i>16,08</i>	<i>24,12</i>	<i>32,17</i>	<i>40,21</i>	<i>48,25</i>	<i>56,29</i>	<i>64,34</i>	<i>72,38</i>	<i>80,42</i>
<i>40</i>	<i>12,56</i>	<i>25,13</i>	<i>37,7</i>	<i>50,26</i>	<i>62,83</i>	<i>75,39</i>	<i>87,96</i>	<i>100,53</i>	<i>113,09</i>	<i>125,65</i>