



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre :M...../GC A/2019

Filière : Génie civil

Spécialité : STRUCTURE

Thème

**ETUDE D'UN RESERVOIR SURELEVE DE CAPACITE 1000m³
DANS LA DAIRA DE MESRA (MOSATAGANEM)**

Présenté par :

1. Boundy Bakoroba
2. Boukhatem Bouabdellah

Soutenu le 11/07/2019 , devant le jury composé de :

Président :	Mr. BOURDIM SIDI MOHAMED
Examineur :	Mr. BOUKHOULDA HAFID
Encadrant :	Mr. BESSAI TOUHAMI

Année Universitaire : 2018 / 2019

REMERCIEMENTS :

Nous remercions Allah de nous avoir donné la force et les moyens de mener à bien notre projet de fin d'étude ainsi que de ses Bienfaits à notre égard au quotidien.

Sans les interventions conscientes et bienveillantes d'un grand nombre de personnes (nos familles respectives, amis, connaissances, collègues, professeurs, encadrants...), ce mémoire n'aurait jamais pu s'achever dans les conditions souhaitées. C'est donc avec le cœur rempli de gratitude et le sourire aux lèvres que nous remercions tous ceux qui ont participé de près ou de loin à notre éducation depuis notre bas âge, ainsi que tous ceux ayant contribué à l'élaboration de ce travail notamment Mr Bessai qui a su nous supporter et guider comme il se doit.

DÉDICACES :

Nous dédions ce modeste travail :

- *A nos chers parents : grâce auxquels nous sommes aujourd'hui capables d'affronter la vie,*
- *A nos familles : qui ont été notre plus grand soutien durant toute notre vie,*
- *Aux nombreuses personnes qui nous ont soutenu et conseillé, envers qui nous n'exprimerons jamais assez notre gratitude.*

Sommaire

I.	Présentation du projet et hypothèse de calcul :	2
I.1.	Présentation du projet :	2
I.1.1.	Situation géographique :	2
I.1.2.	Situation démographique :	2
I.2.	Les caractéristiques géotechniques :	3
I.3.	Caractéristiques des matériaux et hypothèse de calcul :	4
I.3.1.	Le béton :	4
I.3.2.	Acier :	7
II.	Estimation des besoins en eau potable :	10
II.1.	Introduction :	10
II.2.	Evaluation de la population :	10
II.3.	Estimation en eau potable par catégorie à l'horizon 2049 :	10
II.3.1.	Les besoins domestiques :	11
II.3.2.	Les besoins des services publics :	11
II.4.	Détermination de la consommation maximale journalière :	12
II.4.1.	Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants : ...	12
II.5.	Calcul de la capacité de la cuve :	14
III.	Description et pré-dimensionnement des éléments du château d'eau :	17
III.1.	Description du château d'eau :	17
III.2.	Avantages du château d'eau par rapport au réservoir posé sur le sol avec sur presseur :	17
III.3.	Les éléments du château d'eau :	19
III.4.	Pré-dimensionnement des éléments structuraux :	20
III.4.1.	Introduction :	20
III.4.2.	Les dimensions générales :	21
III.4.3.	Le calcul du volume utile :	22

III.4.4.	La détermination de la hauteur du fût :.....	23
IV.	Etude statique :	25
IV.1.	Description et principe de calcul des éléments du château d'eau :.....	25
IV.1.1.	Coupole supérieure :	25
IV.1.2.	La ceinture supérieure :	25
IV.1.3.	La cuve tronconique :	25
IV.1.4.	La coupole de fond :	26
IV.1.5.	La cheminée :.....	26
IV.1.6.	La ceinture inférieure :	26
IV.1.7.	Le fût :	26
IV.2.	Etude statique :.....	27
IV.2.1.	La coupole supérieure :.....	27
IV.2.2.	La ceinture supérieure :	29
IV.2.3.	La cuve tronconique :	30
IV.2.3.1.	Détermination des efforts et ferrailage dans chaque tranchée de la cuve :	32
IV.2.3.2.	Détermination des efforts et ferrailage dans chaque tranchée de la cuve pleine :	34
IV.2.4.	La coupole de fond :	37
IV.2.5.	La ceinture inférieure :	38
IV.2.6.	La cheminée :.....	39
V.	Evaluation de la période d'oscillation :.....	40
V.1.	Introduction :	40
V.2.	Méthode de console :	40
V.3.	Le calcul du centre de gravité Z et le poids P des éléments :	41
V.3.1.	Le centre de gravité de chaque élément :	41
V.3.2.	Le poids P de chaque élément :.....	42
VI.	Etude sismique-Etude hydrodynamique :.....	48

VI.1.	Etude sismique :.....	48
VI.1.1.	Evaluation de la force sismique :.....	48
VI.1.2.	Principe de modélisation :	50
VI.2.	Etude hydrodynamique :.....	56
VI.2.1.	Introduction :	56
VI.2.2.	Principe de la méthode approchée de calcul d'après Houzner :.....	57
VI.2.3.	Le calcul des paramètres :	58
VI.2.3.1.	Le rayon :.....	58
VI.2.3.2.	Calcul des poids :	59
VI.2.3.3.	Le calcul des hauteurs h_i et h_0 :.....	59
VI.2.3.4.	Calcul de la pulsation ω_n :.....	59
VI.2.3.5.	Calcul des constantes de raideur « K_1 » et « K_0 » :	60
VI.2.3.6.	Calcul des pulsations propres ω_1 et ω_2 du 1 ^{er} et 2 ^{eme} mode de vibration du système : 61	
VI.2.3.7.	Calcul des facteurs de participation (K_1) et (K_2) :.....	62
VI.2.3.8.	Calcul des déplacements horizontaux :	62
VI.2.3.9.	Calcul de la force horizontale :.....	63
VI.2.3.10.	Calcul des sollicitations dans l'ouvrage :.....	64
VI.2.3.11.	Détermination de la hauteur des vagues :.....	65
VII.	Modélisation et interprétation des résultats :.....	67
VII.1.	Modélisation :	67
VII.2.	Interprétations et exploitation des résultats :.....	69
VII.2.1.	Coupole supérieure : (voir description dans le chapitre IV).....	69
VII.2.2.	Ceinture supérieure et inférieure : (voir description dans le chapitre IV)	71
VII.2.3.	La cuve tronconique :	71
VII.2.4.	La coupole de fond :	74
VII.2.5.	La cheminée :.....	76

VII.2.6.	Le fût :	78
VIII.	Fondation :.....	83
VIII.1.	Introduction :.....	83
VIII.2.	Dimensionnement du radier :	83
VIII.2.1.	Calcul de la hauteur du radier :.....	83
VIII.2.2.	Calcul du diamètre du radier :	84
VIII.2.3.	Vérification de la stabilité de l'ouvrage :	86
VIII.2.4.	Ferraillage de la fondation :.....	88
VIII.2.4.1.	Détermination de la charge appliquée sur le radier (P) :	88
VIII.2.4.2.	Calcul de ferraillage :.....	91
IX.	Equipements hydrauliques :	94
IX.1.	Introduction :.....	94
IX.2.	Description des différents éléments :.....	94
IX.2.1.	Conditions d'amenée d'eau (conduite d'arrivée):	94
IX.2.2.	Conduite de distribution d'eau :	95
IX.2.3.	Conduite de trop plein :	95
IX.2.4.	Conduite de vidange :	95
IX.2.5.	Robinet de vanne :	95

Table des figures :

Figure 1 : Plan de situation.....	2
Figure 2 : Diagramme contraintes-déformation de calcul du béton (ELU)	6
Figure 3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton (ELS).....	7
Figure 5 : Diagramme contrainte-déformation pour tous les aciers	9
Figure 6 : Les éléments de la cuve (partie supérieure du château d'eau).....	19
Figure 7 : Dimension et symboles utilisés dans le calcul.....	21
Figure 8 : Dimensions de la cuve	22
Figure 9 : Coupole supérieure	27
Figure 10 : Ceinture supérieure	29
Figure 11 : Cuve conique	31
Figure 12 : Coupole inférieure	37
Figure 13 : Ceinture inférieure	38
Figure 14 : Cheminée	39
Figure 15 : Présentation des forces sismiques.....	50
Figure 16 : Répartition de la force sismique de la structure.....	51
Figure 17 : Présentation des réactions à l'encastrement cas vide	52
Figure 18 : Présentation des réactions à l'encastrement cas cuve pleine.....	55
Figure 19 : Masse convective et masse impulsive	57
Figure 20 : Modélisation du château d'eau	58
Figure 21 : Interface du Robot	68
Figure 22 : Cartographie suivant le méridien.....	69
Figure 23 : Cartographie suivant le parallèle	69
Figure 24: Cartographie des moments de flexion dans la coupole supérieure.....	70
Figure 25 : Cartographie de la contrainte de compression.....	70
Figure 26 : Cartographie de la cuve ELU	72
Figure 27 : Cartographie de la cuve ELS	72
Figure 28 : Cartographie de la contrainte de compression.....	73
Figure 29 : Cartographie de la coupole de fond ELU	75
Figure 30 : Cartographie de la coupole de fond ELS	75
Figure 31 : Cartographe de la contrainte de compression	76
Figure 32 : Cartographie de la cheminée ELU.....	77
Figure 33 : Cartographie de la cheminée ELS	77

Figure 34 : Cartographie des contraintes de compression.....	78
Figure 35 : Cartographie des efforts dans le fût	79
Figure 36 : Schéma statique de la marche porteuse	80
Figure 37 : Dimensions du radier	83
Figure 38 : Schéma statique	88
Figure 39 : Schéma statique de la superposition	89
Figure 40 : Section de calcul	91
Figure 41 : Schéma d'installation des équipements.....	94

Liste des tableaux :

Tableau 1 : Relevées météorologiques de Mesra	3
Tableau 2 : Essai de cisaillement, densité hydraulique	3
Tableau 3 : Contrainte ultime ; contrainte admissible et coefficient.....	4
Tableau 4 : Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques	8
Tableau 5 : Besoins domestiques	11
Tableau 6 : Besoins en eau des services publics	11
Tableau 7 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	13
Tableau 8 : Calcul des volumes d'eau	15
Tableau 9 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à vide en E.L.U.R.....	32
Tableau 10 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à vide en ELS	33
Tableau 11 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en E.L.U.R.....	34
Tableau 12 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en ELS	35
Tableau 13 : L'effort dû au poids propre et la pression de l'eau.....	36
Tableau 14 : Tableau récapitulatif des poids des éléments	45
Tableau 15 : Tableau récapitulatif des valeurs Z_i et P_i	46
Tableau 16 : Valeurs des efforts sismiques	53
Tableau 17 : Valeurs des efforts sismiques	56
Tableau 18 : Sollicitation internes : efforts tranchant et moment fléchissant	65
Tableau 19 : Tableau de ferrailage à ELU	73
Tableau 20 : Tableau de ferrailage à ELS	74
Tableau 21 : Tableau des armatures	74
Tableau 22 : Tableau récapitulatif des moments fléchissants.....	90
Tableau 23 : Tableau récapitulatif des diagrammes des moments fléchissant.....	91

Liste des abréviations :

Hab(s) : habitant(s)

Max : maximum

Min : minimum

Moy : moyen

Conso : consommation

Int : interne

Ext : externe

ELUR : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

Introduction générale :

L'eau, source de vie et de développement, compte parmi les richesses naturelles les plus précieuses, ayant une importance considérable pour le développement social et économique d'un pays. Mais la répartition inégale crée des pénuries dans le monde, selon le rapport des Nations Unies une personne sur cinq dans le monde souffre de manque d'eau.

L'homme utilise l'eau dans ces activités économiques, sociales ou culturelles et souvent en grande quantité, c'est à cet effet qu'il a eu l'idée de la stocker dans des réservoirs depuis l'antiquité. Ces réservoirs étaient et continuent à être utilisés dans différents domaines et sous différentes formes.

L'avancée technologique a permis de faire des constructions très importantes et fascinantes dans le cadre de stockage comme les châteaux d'eau, les silos et les réservoirs de grande capacité de stockage.

Plusieurs régions de l'Algérie souffrent d'une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable, voir la commune de Mesra pour cause d'augmentation de la population, ce qui impose le fait de construire plus de réservoir pour satisfaire la population.

Ce qui nous amène à notre mémoire qui consiste à une étude détaillée d'un réservoir d'eau surélevé de capacité 1000m^3 :

- ✓ La capacité du château d'eau est a été opté après l'étude ultérieure pour pouvoir assurer l'approvisionnement de la commune en eau.
- ✓ De cette capacité nous allons tirer notre dimensionnement de château
- ✓ L'étude dynamique est une partie cruciale dans notre étude car dans les réservoirs d'eau l'effet hydrodynamique est obligatoirement pris en compte à partir de 1000m^3 de capacité. Elle a pour but de vérifier si en cas de séisme, les vagues d'eau n'atteignent pas la coupole supérieure.
- ✓ Et enfin nous allons faire une modélisation avec un logiciel et l'interprétations des résultats obtenus.

I. Présentation du projet et hypothèse de calcul :

I.1. Présentation du projet :

I.1.1. Situation géographique :

La Daïra de Mesra (anciennement Aboukir durant l'époque de l'Algérie française) est une Daïra de la wilaya de Mostaganem, avec une superficie de 45km².

Elle est située à 13 km au Sud-Est de Mostaganem, chef de lieu, entre la latitude 35° 50' 14'' Nord et la longitude 0° 10' 11'' Est. Et est à 75 km d'Oran



Figure 1 : Plan de situation

I.1.2. Situation démographique :

La Daïra de Mesra est composée de Ain Sidi Cherif, Mansourah, Blad, Touahria et Mesra. Dans notre projet, nous allons nous étudier un château d'eau qui s'implanté dans la commune de Mesra, pour une population évaluée à 25196 en 2008 contre 20053 en 1998, d'où 2.5% de taux d'accroissement par an (on peut donc estimer la population aux environ de 33000 en 2019).

- **La topographie :**

La topographie est la science qui permet la mesure puis la représentation sur un plan ou une carte des formes et détails visibles sur le terrain, qu'ils soient naturels (notamment le relief et l'hydrographie) ou artificiels (comme les bâtiments, les routes, etc.).

On utilisera l'étude topographique dans ce projet pour connaître le point le plus haut sur le terrain enfin de choisir l'emplacement idéal du château d'eau pour un débit plus maximal.

La topographie de notre projet est un terrain plat et peu accidenté.

• **Le climat :**

Le climat de la daïra de Mesra est divisé en 4 saison : l'hiver (mi-novembre à février), printemps (Mars à juin), été (juillet à mi-septembre) et automne (mi-septembre à mi-novembre).

Tableau 1 : Relevées météorologiques de Mesra

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.
Température min moyenne (°C)	7	9	10	12	15	18	21	22	20	16	11	8
Température moyenne (°C)	11	12	13	16	18	22	25	25	23	19	15	12
Température max moyenne(°C)	15	16	17	19	22	25	28	29	27	23	18	15
Précipitations (mm)	51	36	35	27	28	5	1	2	13	34	58	59

I.2. Les caractéristiques géotechniques :

L'étude géotechnique du site nous a permis de connaître les caractéristiques décrites dans les tableaux suivants :

Tableau 2 : Essai de cisaillement, densité hydraulique

Echantillons	Profondeur (m)	Angle de frottements φ	Cohésion C	Densité humide δ_h	Densité sèche δ_s	CaCO ₃ %	Teneur en eu Ω (%)
1	0 à 1,8			1.962	1.48	76	20.60
2	1,8 à 3		0.09	1.974	1.37	46	15.10
3	3 à 10	31,47		1.951	1.42	72	23.21

Tableau 3 : Contrainte ultime ; contrainte admissible et coefficient

Echantillons	Profondeur (m)	Contrainte ultime (bar)	Contrainte adm (bar)	Coefficient de sécurité (F)	Coefficient de poussée de terre K_a
1	0 à 1,8	5.91	3,19	3	0.78
2	1,8 à 3	4.63	2,81	3	0.73
3	3 à 10	5.20	2,7	3	0.76

I.3. Caractéristiques des matériaux et hypothèse de calcul :

Nous allons nous proposer de présenter les principales caractéristiques des matériaux utilisés et les méthodes de calculs des réglementaires.

Le béton armé est constitué de :

I.3.1. Le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (sables et graviers) et d'eau et éventuellement d'adjuvant pour modifier ses propriétés.

Le béton présente une très bonne résistance à la compression mais une faible résistance à la traction voir 1/10 de sa résistance en compression.

Dans notre projet, le béton qu'on va utiliser sera doser à 400kg/m³ pour avoir une bonne étanchéité.

Selon les règles du BAEL91, on obtient les caractères des matériaux suivants :

- **La résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{c28} .

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par les formules suivantes

D'après le CBA93,

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} * f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Pour } j \geq 60 \text{ jours}$$

Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} * f_{c28}$ Avec $j \leq 28 \text{ jours} \Rightarrow f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

- **La résistance à la traction :**

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dont la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

$$\text{Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$$

- **Le module de déformation longitudinale du béton :**

- ✓ **Le module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton E_{ij} est donnée par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 30 \text{ MPa on a alors } E_{ij} = 3.418 \times 10^4 \text{ MPa}$$

- ✓ **Le module de déformation :**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 30 \text{ MPa ; on a } E_{v28} = 1.150 \times 10^4 \text{ MPa}$$

- **Le coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson du béton est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 pour le calcul des sollicitations. Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...) ; on prendra :

$$v = 0 \quad \text{Etats limites ultimes (béton fissuré)}$$

$$v = 0.2 \quad \text{Etats limites de services (béton non fissuré)}$$

- **Les contraintes limites :**

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis : Sa ruine totale ou partielle.

On distingue deux types de calcul :

- ✓ **Etats limite ultime (ELU) :**

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués en béton ou en acier exemple : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ pour une situation accidentelle (S.A)}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ pour une situation durable et transitoire (S.D.T)}$$

$$\sigma_b = 17 \text{ MPa} \quad \text{S.D.T}$$

$$\sigma_b = 22.17 \text{ MPa} \quad \text{S.A}$$

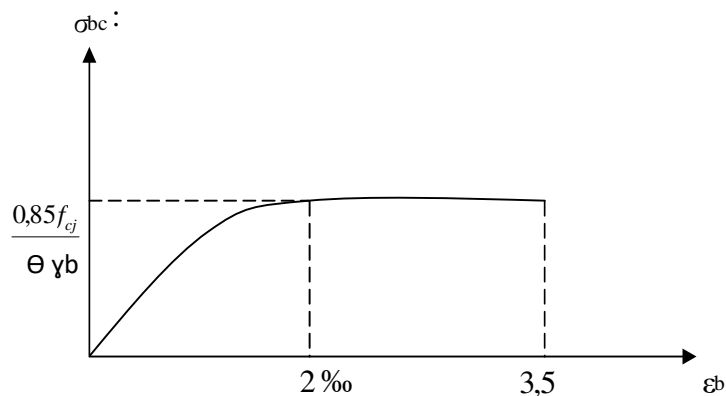


Figure 2 : Diagramme contraintes-déformation de calcul du béton (ELU)

✓ **Etats limite de service (ELS) :**

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

La contrainte de compression du béton a l'E.L. S (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc}=0.6 *f_{c28} \longrightarrow \sigma_{bc}=18 \text{ MPa}$$

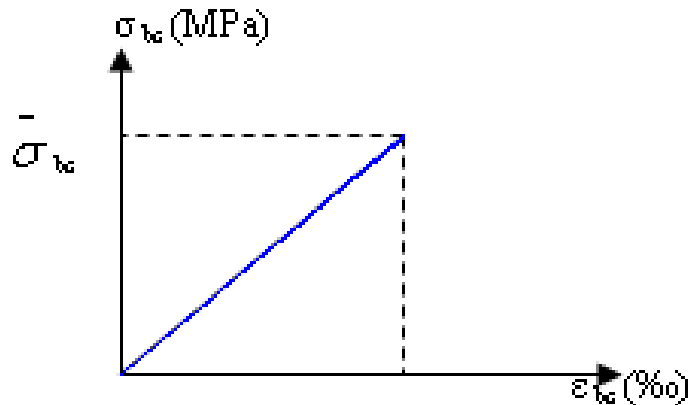


Figure 3 : Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton (ELS)

I.3.2. Acier :

• **Les types d'aciers utilisés :**

Le matériau acier est un alliage Fer + Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone

Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.

Dans la pratique, on utilise les nuances d'acier suivantes :

- ✓ Acier naturel FeE215 FeE235
- ✓ Acier à haute adhérence FeE400, FeE500
- ✓ Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$
- ✓ Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 \text{ MPa}$

Tableau 4 : Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

Acier	Désignation	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Diamètres nominaux normalisés en (mm)
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	8
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	12-14-16-20-25

- **La contrainte de calcul de l'acier :**

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini par

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ cas général $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles

ε_s : Allongement relatif de l'acier ($\varepsilon_s = \Delta L/L$)

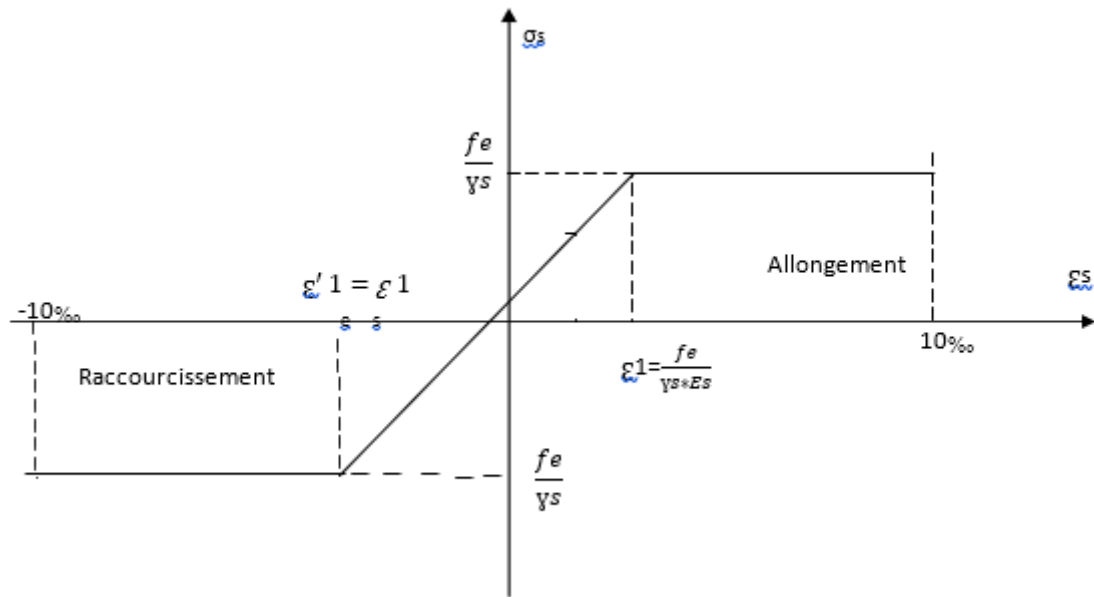


Figure 4 : Diagramme contrainte-déformation pour tous les aciers

II. Estimation des besoins en eau potable :

II.1. Introduction :

Le calcul des besoins en eau potable porte sur l'estimation des effectifs à desservir, c'est-à-dire la population concernée par le réseau et par conséquent la détermination des besoins en eau éventuels.

L'objectif principal de ce chapitre est l'estimation de la population à l'année de l'horizon (2049) et leurs besoins en eau potable sur une durée de 30ans.

II.2. Evaluation de la population :

Ce genre de réseau de distribution en eau potable sont conçu en tenant compte de développement de la population c'est à dire l'accroissement démographique, sur une durée assez longue.

La loi d'accroissement démographique nous donne la formule suivante pour l'estimation de population sur un temps donné :

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

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

P_0 : la population de l'année de référence. (2019) = 33000 hab.

τ : 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 $n= 30$

$$P_n (2049) = 33000(1+0.025)^{30} = 69220 \text{ habitants}$$

$$P_n (2049) = 69220 \text{ habitants}$$

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

La création d'un réseau d'eau potable nécessite de bien estimer les ressources et les besoins. On distingue alors plusieurs types d'usages : besoins domestiques, besoins industriels et besoins des services publics.

II.3.1. Les besoins domestiques :

Ce sont tous les usages qui concernent un logement familial. La consommation en eau dépend essentiellement du développement des sanitaires et les habitudes de la population.

Pour les petites agglomérations, la dotation varie entre 80 à 100 l/j/hab. et pour les agglomérations importantes elle varie de 150 à 200 l/j/hab. Pour notre projet nous allons prendre une dotation de 150l/j/hab.

Tableau 5 : Besoins domestiques

Population	Dotation (l/j/hab)	Q _{jmoy} (m ³ /j)
69220	150	10383

II.3.2. Les besoins des services publics :

Ces besoins sont importants car il faut fournir de l'eau potable aux écoles, aux hôpitaux.... Les municipalités se doivent aussi d'entretenir les jardins publics et les chaussées....

Tableau 6 : Besoins en eau des services publics

Equipements	Nombre	Unité	Conso. (L/uni/j)	Débit (m ³ /j)
Mosquée	12	1800	20	36
Ecole	13	2600	15	39
Lycée	1	600	15	9
Santé	4	560	25	14
Commerce	-	-	-	40
Pour arrosage	-	-	-	1
Administrations	17	425	5	2.1
Total	-	-	-	141.1

Le besoin en eau dans la commune de Mesra est :

$$Q_{j(moy)} = 10383 + 141.1 = 10524.1 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{j(moy)} = \mathbf{10524.1 \text{ m}^3/\text{j}}$$

II.4. Détermination de la consommation maximale journalière :

Le débit maximum journalier est donné par la formule suivante :

$$Q_{j(\max)} = k_{j(\max)} * Q_{j(\text{moy})}$$

$k_{j(\max)}$: 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

$$Q_{j(\max)} = 1.3 * 10524.1 = 13681.33 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{j(\max)} = 13681.33 \text{ m}^3/\text{j}$$

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 7 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Temps	Nombre d'habitants				Agglomération Rurale
	-10000	1 ^{E4} :5 ^{E5}	5 ^{E4} :1 ^{E5}	+100000	
0h-1h	0.01	0.015	0.03	0.0335	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 5^{E4} :1^{E5}

II.5. Calcul de la capacité de la cuve :

La capacité de la cuve est déterminée en considérant le débit maximum horaire

$$Q_{h(\max)} = \frac{Q_j(\max)}{24} = \frac{13681.33}{24} = \mathbf{570.054 \text{ m}^3/\text{h}}$$

Il existe deux méthodes de détermination de la capacité de la cuve : la méthode analytique et la méthode graphique.

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

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

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

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

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

$$\text{La consommation} = \mathbf{Q_{h\max} \times \Delta T \times a_h \times 24}$$

a_h : coefficient de répartition horaires des apports en fonction des heures et de la population (en %). Voir tableau précédent.

Tableau 8 : Calcul des volumes d'eau

Temps	Coefficient % a _h	Volumes partiels		Volumes cumulés		ΔV ⁺	ΔV ⁻
		Apport	Conso	Apport	Conso		
0h-1h	0.03	570.054	410.438	570.054	410.438	159.616	0
1h-2h	0.032	570.054	437.801	1140.108	848.239	291.869	0
2h-3h	0.025	570.054	342.032	1710.162	1190.271	519.891	0
3h-4h	0.026	570.054	355.713	2280.216	1545.984	734.232	0
4h-5h	0.035	570.054	478.845	2850.270	2024.829	825.441	0
5h-6h	0.041	570.054	560.933	3420.324	2585.762	834.562	0
6h-7h	0.045	570.054	615.658	3990.378	3201.420	788.958	0
7h-8h	0.049	570.054	670.383	4560.432	3871.803	688.629	0
8h-9h	0.049	570.054	670.383	5130.486	4542.186	588.300	0
09h-10h	0.056	570.054	766.152	5700.540	5308.338	392.202	0
10h-11h	0.048	570.054	656.702	6270.594	5965.040	305.554	0
11h-12h	0.047	570.054	643.020	6840.648	6608.060	232.588	0
12h-13h	0.044	570.054	601.977	7410.702	7210.037	200.665	0
13h-14h	0.041	570.054	560.933	7980.756	7770.970	209.786	0
14h-15h	0.042	570.054	574.614	8550.810	8345.584	205.226	0
15h-16h	0.044	570.054	601.977	9120.864	8947.561	173.303	0
16h-17h	0.043	570.054	588.295	9690.918	9535.856	155.062	0
17h-18h	0.041	570.054	560.933	10260.972	10096.789	164.183	0
18h-19h	0.045	570.054	615.658	10831.026	10712.447	118.579	0
19h-20h	0.045	570.054	615.658	11401.080	11328.105	72.975	0
20h-21h	0.045	570.054	615.658	11971.134	11943.763	27.371	0
21h-22h	0.048	570.054	656.702	12541.188	12600.465	0	59.277
22h-23h	0.046	570.054	629.339	13111.242	13229.804	0	118.562
23h-24h	0.033	570.054	451.482	13681.296	13681.286	0	0

ΔV⁺ : volume d'eau en excès

ΔV⁺ =apport – conso si apport > conso

ΔV^- : volume d'eau en insuffisance $\Delta V^+ = \text{apport} + \text{conso}$ si $\text{apport} < \text{conso}$

On remarque que de 0h-21h nous avons un excès d'eau car l'apport est supérieur à la consommation et sa valeur maximale dans cet intervalle est :

$$\Delta V^+_{\max} = 834.562 \text{ m}^3 \text{ (5h-6h)}$$

De 21h à 23h on remarque que la consommation est clairement supérieure à l'apport, sa valeur maximale est :

$$\Delta V^-_{\max} = 118.562 \text{ m}^3 \text{ (22h-23h)}$$

Le volume d'eau nécessaire pour l'alimentation est en eau potable est donné par la formule : $V_{\text{eau}} = \Delta V^+_{\max} + \Delta V^-_{\max} + V_{\text{inc}} = 834.562 + 118.562 + 120$

$$V_{\text{eau}} = 1073.124 \text{ m}^3$$

On retient que la commune de Mesra, pour être servi correctement en eau potable et pour une année d'horizon qui est 2049, a besoin d'un réservoir de **1000 m³** de capacité.

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

III.1. Description du château d'eau :

Les châteaux d'eau sont constitués par une ou plusieurs cuves surélevées par rapport au sol et supportées par des tours, murs, poteaux ou piliers.

Le château d'eau, construction généralement impressionnante, a pour mission de stocker l'eau, c'est un élément très important du réseau de distribution. Lien indispensable 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. Et au contraire si la topographie du terrain ne présente pas de point assez haut, le concepteur du réseau a le choix entre le château d'eau (réservoir surélevé) et un réservoir au sol avec un sur presseur.

Le château d'eau remplit une double fonction, le pompage et la distribution. L'eau est pompée des nappes phréatiques ou des stations de traitements par un gros moteur via un large tuyau. Cette eau aspirée remplit constamment le réservoir situé en hauteur (colline naturelle ou artificielle ou pas). Le château d'eau étant en hauteur, la pression de sortie de l'eau est constante et, selon le principe des vases communicants, alimente par des tuyaux plus fins, les différentes maisons de la région.

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

Notre ouvrage est dont l'étanchéité sera assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilité (classe B) et dans ce cas l'épaisseur minimale des parois est de 12 cm.

III.2. Avantages du château d'eau par rapport au réservoir posé sur le sol avec sur presseur :

- **Sur le plan énergétique :**

Remplissage des cuves :

Les pompes d'alimentation fonctionnent à pression et à débit constants, donc avec un bon rendement. La consommation en énergie est donc faible mais trop importante pour envisager une alimentation par une production d'électricité locale.

Lorsque la capacité du château d'eau est assez importante, les pompes peuvent fonctionner uniquement en tarification "heures creuses".

Alimentations des usagers :

Quand on a une hauteur très importante qui permettra de donner une pression convenable (par exemple : pour un château d'eau de plus de 30 m de hauteur, elle provoque une pression de 3 bars minimum en entrée du réseau soit 1 bar pour 10m de hauteur) il n'est donc pas nécessaire de disposer de pompe de surpression pour la distribution, la gravité suffisante. Parfois, certains châteaux d'eau sont placés de façon à ce qu'ils s'alimentent en chaîne sans avoir besoin de surpresser le remplissage du château d'eau suivant.

En résumé, cette solution minimise le coût énergétique.

- **Sur le plan fiabilité :**

Pour obtenir une fiabilité correcte avec un surpresseur, il faut disposer d'un groupe électrogène de secours.

En cas de catastrophe (tempête, etc.) le château d'eau facilite le maintien de la distribution en eau à moindre coût. Dans le cas d'une panne du fournisseur d'énergie par exemple, il suffira de mobiliser un groupe électrogène momentanément pour remplir la cuve alors que sur des réseaux surpressés plusieurs groupes électrogènes seront nécessaires et ils devront y rester à demeure.

Le château d'eau 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.

On a donc une bonne fiabilité.

- **Sur le plan coût de fonctionnement :**

Le coût d'entretien d'un réservoir est faible, qu'il soit au sol ou surélevé. C'est le coût des équipements électromécaniques qui est toujours prépondérant. Mais ce qui va différer est

l'installation de surpression, car elle est complexe d'installation et doit gérer plusieurs pompes de débits différents. Elle doit aussi disposer d'une alimentation énergétique de secours.

Le système de pompage d'un château d'eau est simple et donc peu coûteux en maintenance et en entretien.

Le château d'eau doit obligatoirement être étanche, résistant, durable et stable (au renversement, au glissement, à l'enfoncement).

III.3. Les éléments du château d'eau :

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

1. Un lanterneau
2. Une coupole de couverture
3. Une ceinture supérieure
4. Une cuve tronconique
5. Une cheminée
6. Une coupole inférieure
7. Une ceinture inférieure
8. Un fut cylindrique
9. Une fondation
10. Une charpente métallique (échelles, passerelle)

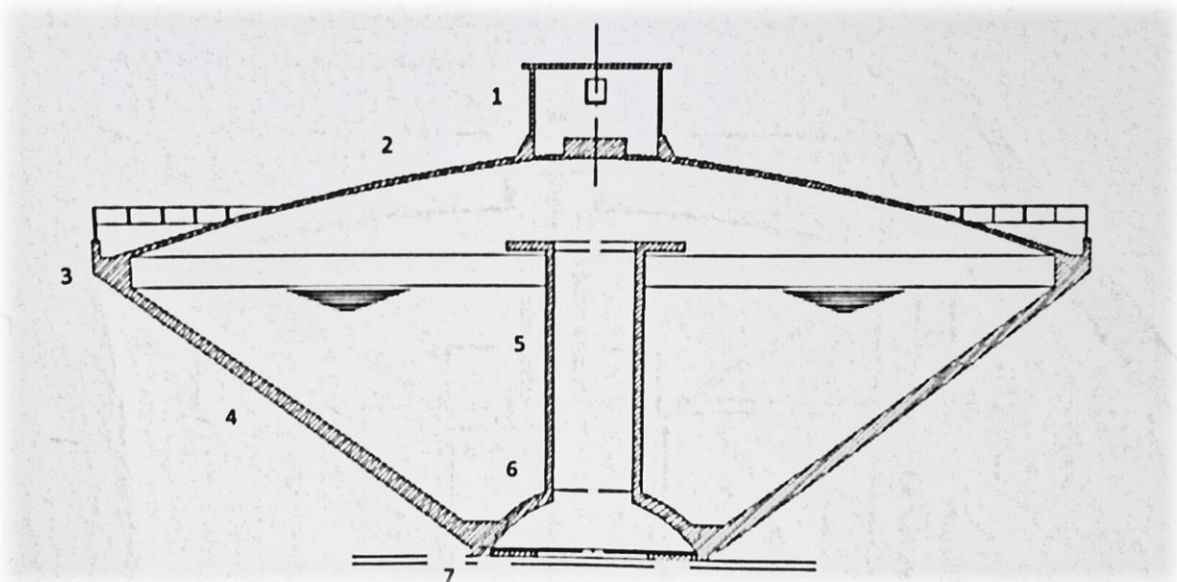


Figure 5 : Les éléments de la cuve (partie supérieure du château d'eau)

III.4. Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

III.4.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de coffrage des différents éléments résistants. Les dimensions des parois seront ultérieurement vérifiées sous l'effet des différentes combinaisons d'actions et de calculs de ferrailages.

En plus ce chapitre a pour objet de présenter les calculs du volume d'eau nécessaire et tout ce qu'on vient de citer au préalable.

Les notations et les symboles utilisées :

V_1 : volume du cylindre ABCD

V_2 : volume du tronc de cône CDEF

V_3 : volume de la cheminée A'B'GH

V_4 : volume de la calotte sphérique EGHF

H : hauteur totale de la cuve

H_1 : Hauteur libre du niveau de l'eau jusqu'à la base de la ceinture supérieure

H_2 : Hauteur d'eau utile

D_1 : Diamètre intérieur de la cuve

D_2 : diamètre de la coupole inférieure

D_3 : diamètre de la cheminée

L : rayon parallèle à la coupole du fond

R : rayon de la coupole du fond

f_1 : flèche de la coupole

f_2 : flèche inférieure

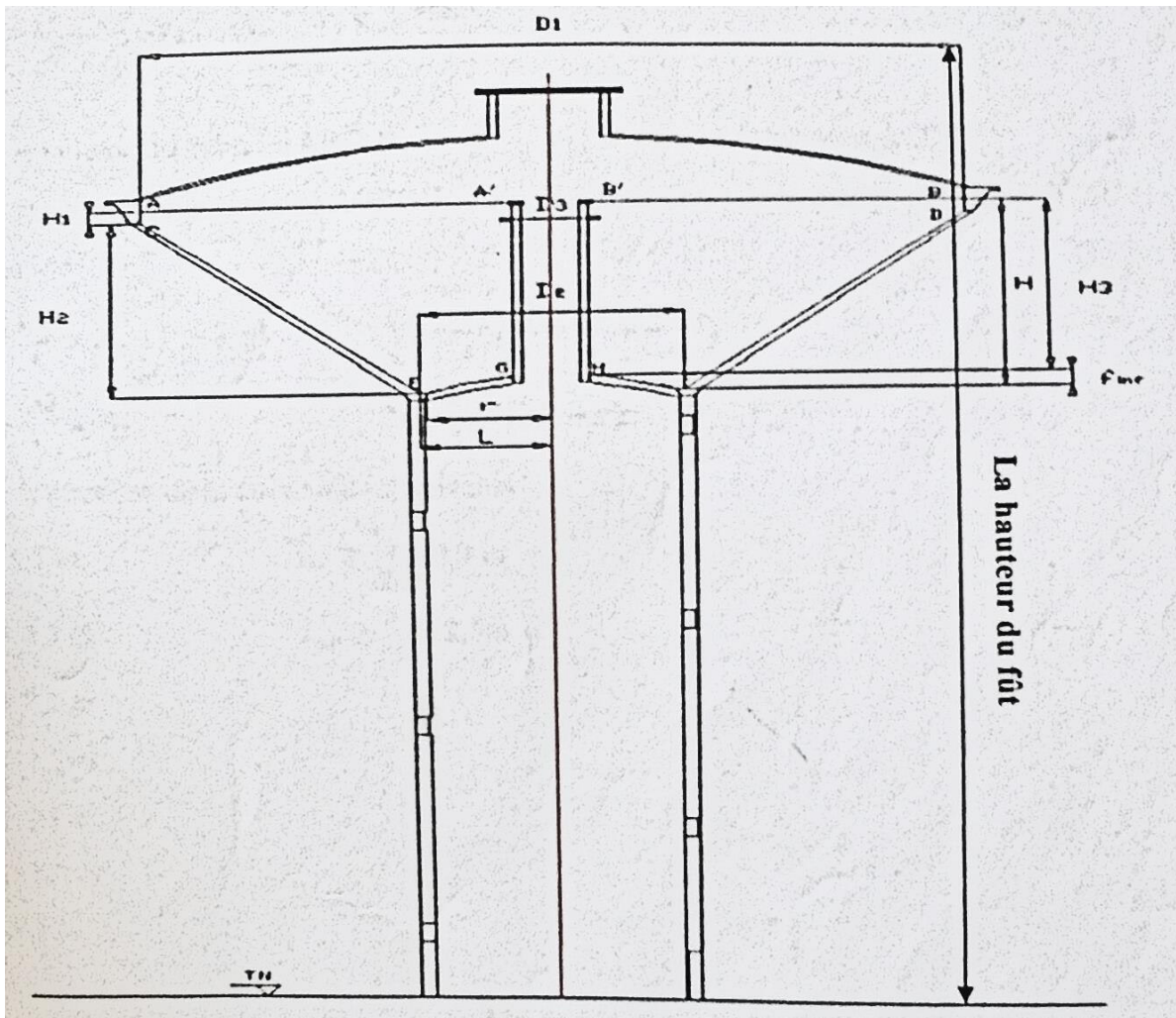


Figure 6 : Dimension et symboles utilisés dans le calcul

III.4.2. Les dimensions générales :

Fonlladosa [GUER.] a donné les formules dans le livre 'Traité de béton armé tome 6' ci-dessous permettant de dimensionner à priori un réservoir de volume V :

$$D_1 = 1.405 * \sqrt[3]{V} = 1.405 * \sqrt[3]{1000} = 14.05 \text{ m}$$

$$H_2 = 0.460 * D_1 = 0.460 * 14.05 = 6.463 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.10 * D_1 = 0.10 * 14.05 = 1.405 \text{ m}$$

$$H = 6.46 + 1.41 = 7.87 \text{ m}$$

$$f_1 = 0.104 * D_1 = 1.46 \text{ m}$$

III.4.3. Le calcul du volume utile :

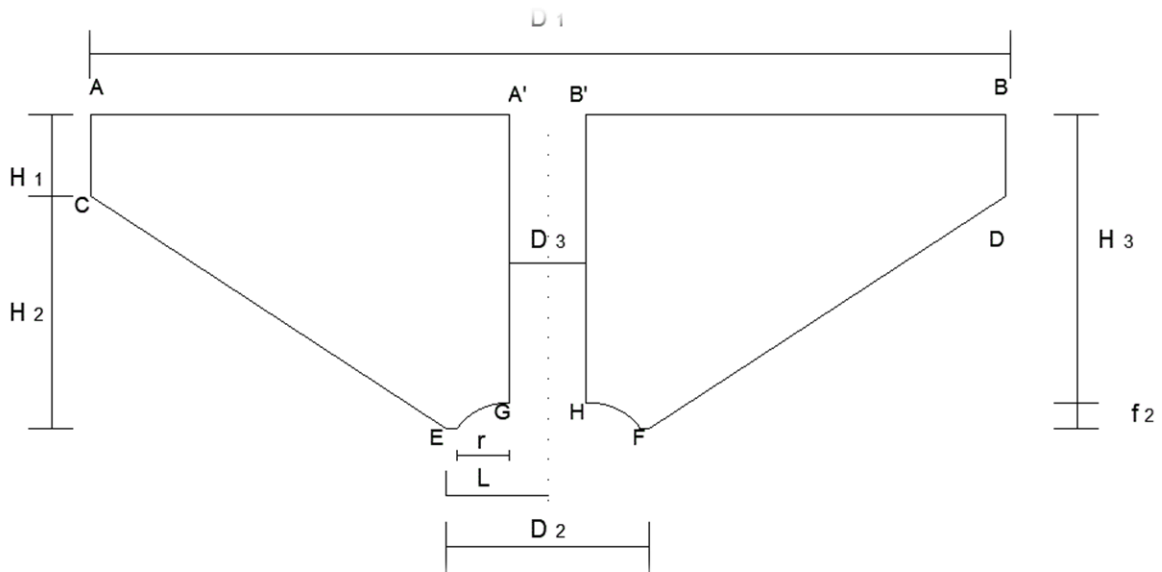


Figure 7 : Dimensions de la cuve

Le volume d'eau est donné par la formule suivante :

$$V_{\text{total}} = (V_1 + V_2) - (V_3 + V_4)$$

$$V_{\text{eau}} = V_2 - (V_3 + V_4)$$

$$V = S \times H \quad \text{avec } S = \pi \frac{D^2}{4}$$

$$V_1 = \pi \frac{D_1^2}{4} \times H_1$$

$$V_2 = (\pi H_2 / 3) \times \left(\frac{D_1^2}{4} + \frac{D_2^2}{4} + D_1 \frac{D_2}{4} \right)$$

$$V_3 = \left(\pi \frac{D_3^2}{4} \right) \times H_3$$

$$V_4 = \frac{\pi}{3} f_2^2 (3R - r)$$

Les dimensions adoptées de la cuve sont les suivantes :

$$H = 11.6 \text{ m} \quad f_2 = f_{\text{inf}} \geq D_2 / 8 = 0.5 \text{ m}$$

$$H_1 = 1.6 \text{ m} \quad f_1 = f_{\text{sup}} \geq D_1 / 10 = 1.84 \text{ m}$$

$$H_2 = 10 \text{ m}$$

$$H_3 = H - f_2 = 11.1 \text{ m}$$

$$D_1 = 18 \text{ m}$$

$$D_2 = 4 \text{ m}$$

$$D_3 = 1.5 \text{ m}$$

$$R = (r^2 + f_1^2) / 2f = 4.25 \text{ m}$$

$$r = 2 \text{ m}$$

$$V_1 = 406.94 \text{ m}^3$$

$$V_2 = 1078.06 \text{ m}^3$$

$$V_3 = 17.23 \text{ m}^3$$

$$V_4 = 2.81 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{eau}} = V_2 - V_3 - V_4 = 1078.06 - 17.23 - 2.81 = \mathbf{1058.02 \text{ m}^3}$$

Remarque :

Les dimensions qu'on a eues avec les formules de Fonlladosa ne nous permettent pas de trouver le volume utile de l'eau, ce qui nous a amenés à augmenter ces dimensions.

III.4.4. 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.

Le calcul de la hauteur se fait après l'étude du dimensionnement du réseau d'AEP de la ville, c'est-à-dire (le diamètre de la conduite, les pertes de charge, et la vitesse) à partir du point le point le plus défavorable dans le réseau.

Selon le plan d'urbanisation, nous fixons le point le plus éloigné à alimenter en assurant le débit et la pression ; le point est distant à l'emplacement du château d'eau (la cote du château d'eau est 79m) de 6500m et sa cote au sol est 60m. le débit est assuré en moyen est près de 2L/s, et le diamètre de la conduite est 400mm

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

$$j = L \times \frac{Q^M}{D^N}$$

j :perte hydraulique en mm/m

Q : le débit moyen en m³/s $Q = 0.1583\text{m}^3/\text{s}$

D : diamètre de la conduite en m

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

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

Alors L= 1.4 M=1.96 N=5.19

$$J = (1.4 \times \frac{0.1583^{1.96}}{0.4^{5.19}}) / 1000 = 0.00438$$

La pression est $J = j \times L$ (L : la distance entre le château d'eau et le point le plus éloigné).

$$J = 0.00438 \times 6500 = 28.47 \text{ m}$$

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

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

$$C_{\text{radier}} = 70 + 28.47 = 98.47 \text{ m}$$

La hauteur du fut est $H_{\text{fut}} = C_{\text{radier}} - C_{\text{sol}} = 98.47 - 79 = 19.47$

Nous prenons en définitif 20 m

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 surfaces de révolution destinées à couvrir des espaces circulaires. On peut considérer ces coupoles surbaissées comme soumises à des charges verticales uniformément réparties car, même étant utilisées comme couverture, le vent a peu de prise sur elle à raison de leur surbaissement.

La coupole supérieure, quant à elle, doit supporter en plus de son poids propre peut être une charge de neige et une charge de terre d'isolation.

IV.1.2. La ceinture supérieure :

Située à la base de la coupole supérieure, elle est reçue par mètre linéaire de développement une poussée provenant de la coupole supérieure et éventuellement suivant les dispositions et la hauteur maximale de l'eau, une poussée provenant de l'eau. Soit Q l'effort résultant par mètre qui provoque dans la ceinture un effort de traction $F = Q \times R$.

Cette force doit équilibrer par les armatures dont la section sera donnée, pour une contrainte σ_s des aciers par : $A = \frac{F}{\sigma_s}$

IV.1.3. La cuve tronconique :

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

Lorsque la consommation est inférieure à la production, son rôle est d'emmagasiner l'eau, et destituer lorsqu'elle en devient supérieure

La cuve tronconique se calcule par anneau unitaire soumise à une pression interne (poids propre, pression de l'eau et la charge verticale de la coupole et de la ceinture).

IV.1.4. La coupole de fond :

Elle est sollicitée par la pression d'eau et son poids propre en admettant que cette charge est uniformément répartie par m² de la projection horizontale. Même calcul que celui de la coupole supérieure ou de couverture.

IV.1.5. La cheminée :

La cheminée fait partie de l'un des éléments essentiels de château d'eau. Elle a pour rôle de faciliter l'accès au réservoir pour l'entretien de la cuve.

La cheminée sollicitée par la pression de l'eau, travaille à la compression. si on considère une tranchée de 1 m de hauteur, l'effort de compression aura la valeur :

$$F = P \times r.$$

Avec P : pression de l'eau.

r : rayon de la cheminée.

IV.1.6. La ceinture inférieure :

La ceinture inférieure est une poutre circulaire à la base de tronc de cône. Elle a pour rôle de reprendre les charges provenant de la cuve tronconique C et de la coupole de fond N, enfin de les transmettre au support. Elle sera sollicitée par les composantes horizontales C₁ et N₁ et les composantes verticales C₂ et N₂.

- Si C₁ > N₁ la poutre sera comprimée avec un effort tangentiel de compression :

$$F = (C_1 - N_1) \times r$$

- Si C₁ < N₁ la poutre sera tendue avec un effort tangentiel de traction :

$$F = (N_1 - C_1) \times r$$

Cette force doit être équilibrée par les armatures dont la section sera donnée, pour une contrainte σ_s des aciers par : $A = \frac{F}{\sigma_s}$

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 inférieure.

IV.2. Etude statique :

IV.2.1. La coupole supérieure :

La coupole a pour diamètre $D_1 = 18$ m

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

$$f_1 \geq \frac{D_1}{10} \Rightarrow f_1 = 1.84 \text{ m}$$

Ou $D/12 < f < D/8 \Rightarrow 1.5 < f < 2.25$ (Calcul des ouvrages en béton armé par Belazougui)

- Rayon de courbure :

$$R = \frac{r^2 + f_1^2}{2f_1} \text{ avec } r = 9 \text{ m}$$

R = 22.93 m

$$\text{Tg}\alpha = \frac{r}{R - f_1} = 0.36 \Rightarrow \alpha = 19.79^\circ$$

$\text{Cos}\alpha = 0.62$

$\text{Sin}\alpha = 0.78$

Surface de la coupole :

$$S = 2\pi \times R \times f_1 = 2 \times 3.14 \times 22.93 \times 1.84 = 264.96 \text{ m}^2$$

[Pour la valeur de γ_b vous devez prendre 25kN/m^3 au lieu de 30 kN/m^3]

➤ **Descente de charge :**

Charge permanente :

Poids propre de la coupole $0.12 \times 30 = 3.6 \text{ KN/m}^2$

Enduit interne..... $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Enduit externe..... $0.02 \times 22 = 0.44 \text{ KN/m}^2$

Etanchéité multicouche..... 0.12 KN/m^2

G = 4.6 KN/m²

Charge d'exploitation : Q=1.00 KN/m²

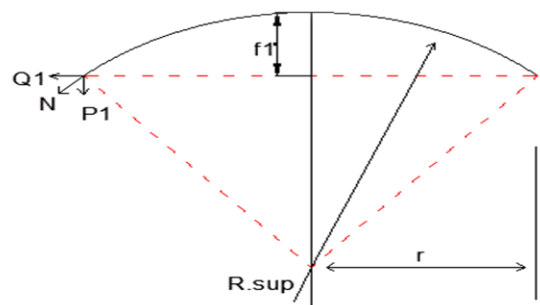


Figure 8 : Coupole supérieure

➤ **E.L.U.R :**

$$P = 1.35G + 1.5Q = 7.71 \text{ KN/m}^2$$

La charge sur la coupole : $Q = P \times S = 2042.841 \text{ KN}$

La charge verticale P_1 par mètre linéaire de ceinture :

$$P_1 = \frac{P \times (r^2 + f_1^2)}{2r} = 36.145 \text{ KN/ml}$$

La poussée horizontale Q_1 par mètre linéaire de ceinture :

$$Q_1 = \frac{P_1 \times (r^2 - f_1^2)}{2rf_1} = 84.703 \text{ KN/ml}$$

L'effort normal résultant : $N = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2} = 92.092 \text{ KN/ml}$

➤ **E.L.S :**

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

La charge sur la coupole : $Q = P \times S = 1483.776 \text{ KN}$

La charge $P_1 = 26.253 \text{ KN/ml}$

La charge $Q_1 = 61.522 \text{ KN/ml}$

L'effort normal résultant : $N = 66.889 \text{ KN/ml}$

Vérification de l'épaisseur :

$$\sigma_b = \frac{N}{e \times 100} = 66889 / (120 \times 1000) = 0.557 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = P_1 / (e \times 100) = 26253 / (120 \times 1000) = 0.218 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

Ces contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles, nous mettons cependant des armatures destinées à résister aux effets de retrait et aux efforts dissymétriques.

Ces armatures correspondent :

➤ **Ferraillage 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

➤ **Ferraillage 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

IV.2.2. La ceinture supérieure :

La ceinture supérieure est sollicitée à une pression interne (poussée de la coupole Q_1), et éventuellement de la poussée de l'eau Q_2 . Pour équilibrer cette sollicitation on prend une ceinture de $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

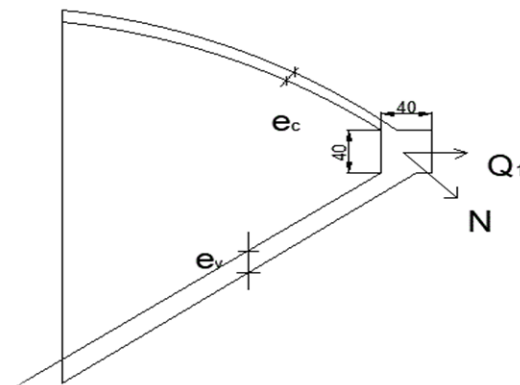


Figure 9 : Ceinture supérieure

➤ **E.L.U.R :**

Descente de charge :

La poussée de la coupole Q_1 84.703 KN/ml

La poussée de l'eau Q_2 $15 \times 0.4^2 / 2 = 1.2 \text{ KN/ml}$

$$Q_u = 85.903 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction correspondant :

$$T = Q_u \times r = 85.903 \times 9 = 773.127 \text{ KN}$$

Ferraillage correspondant :

$$A = T / \sigma_s = 773127 / (348 \times 100) = 22.21 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

Descente de charge :

La poussée de la coupole Q_1 61.522 KN/ml

La poussée de l'eau Q_2 $10 \times 0.4^2 / 2 = 0.8$ KN/ml

$$Q_s = 62.322 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction correspondant :

$$T = Q_s \times r = 62.322 \times 9 = 560.898 \text{ KN}$$

Ferraillage correspondant :

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

$$A = T / \sigma_s = 560898 / (176.36 \times 100) = 31.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } A = \text{Max} (A_{ELU} ; A_{ELS}) = 31.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour } 10\text{HA}20 = 31.4 \text{ cm}^2$$

Vérification de la section :

$$A_{\min} > (B \times f_{t28}) / f_e \rightarrow B \leq (A \times f_e) / f_{t28} = (31.4 \times 400) / 2.4 = 5233.33\text{cm}^2$$

$$B = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2 \leq 5233.33\text{cm}^2$$

IV.2.3. La cuve tronconique :

La cuve est sollicitée par : P (son poids propre) ; Q (la poussée de l'eau) ; P_1 (la charge verticale de la coupole) ; q_1 (le poids de la ceinture)

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

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

Les efforts qui tractent la cuve :

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

$$\text{Dû à la pression de l'eau : } Q' = \frac{q}{\sin\alpha} = \frac{e \times \gamma_e}{\sin\alpha}$$

Les efforts qui compriment la cuve :

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

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

Dû à la charge P_1 :

Soit H_1 la composante horizontale de P_1 : $H_1 = \frac{P_1}{\sin\alpha}$

Dû à la charge q_1 :

Soit H_2 la composante horizontale de q_1 : $H_2 = \frac{q_1}{\sin\alpha}$

Avec $\text{tg}\alpha = \frac{h}{r_2 - r_1}$ (voir figure ci-dessus)

$\text{Tg}\alpha = \frac{9.76}{9-2} = 1.39$ d'où $\alpha = 54.26^\circ$ et $\cos\alpha = 0.58$ et $\sin\alpha = 0.81$

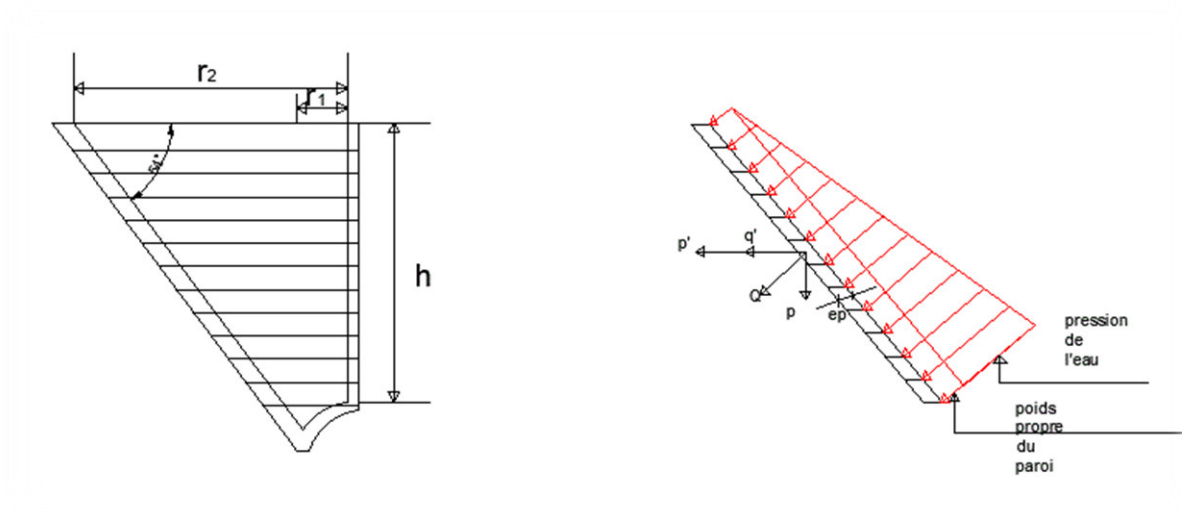


Figure 10 : Cuve conique

Les efforts qui tractent la cuve :

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

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

Les efforts qui compriment la cuve :

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

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

Dû à la charge P_1 :

Soit H_1 la composante horizontale de P_1 : $H_1 = \frac{P_1}{\sin\alpha}$

Dû à la charge q_1 :

Soit H_2 la composante horizontale de q_1 : $H_2 = \frac{q_1}{\sin\alpha}$

Avec $\text{tg}\alpha = \frac{h}{r_2-r_1}$ (voir figure ci-dessus)

$\text{Tg}\alpha = \frac{9.76}{9-2} = 1.39$ d'où $\alpha = 54.26^\circ$ et $\cos\alpha = 0.58$ et $\sin\alpha = 0.81$

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

Tableau 9 : 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)	P_{moy}	D_{moy}	Traction	σ_s (MPa)	A(cm ²)
Profondeur	$(\gamma_e \cdot h)/\sin\alpha$	$e \cdot \gamma_b \cdot \text{ctg}\alpha$	$1.35P' + 1.5Q'$	(KN/m)	$(d_1+d_2)/2$	$P_m \cdot D_i/2$		
0	0	6.47	8.73	-	-	-	-	-
0.76	0	6.47	8.73	8.73	17.46	76.212	348	2.19
1.76	0	6.47	8.73	8.73	16.24	70.887	348	2.04
2.76	0	6.47	8.73	8.73	15.01	65.518	348	1.88
3.76	0	6.47	8.73	8.73	13.78	60.149	348	1.73
4.76	0	6.47	8.73	8.73	12.56	54.824	348	1.58
5.76	0	6.47	8.73	8.73	11.33	49.455	348	1.42
6.76	0	6.47	8.73	8.73	10.11	44.130	348	1.27
7.76	0	6.47	8.73	8.73	8.88	38.761	348	1.11
8.76	0	6.47	8.73	8.73	7.65	33.392	348	0.96
9.76	0	6.47	8.73	8.73	6.43	28.066	348	0.81

Tableau 10 : 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)	P _{moy}	D _{moy}	Traction	σ _s (MPa)	A(cm ²)
Profondeur	(γ _e *h)/sinα	e*γ _b *ctgα	P'+ Q'	(KN/m)	(d ₁ +d ₂)/2	P _m *D _i /2		
0	0	6.47	6.47	-	-	-	-	-
0.76	0	6.47	6.47	6.47	17.46	56.483	165	3.42
1.76	0	6.47	6.47	6.47	16.24	52.536	165	3.18
2.76	0	6.47	6.47	6.47	15.01	48.557	165	2.94
3.76	0	6.47	6.47	6.47	13.78	44.578	165	2.70
4.76	0	6.47	6.47	6.47	12.56	40.632	165	2.46
5.76	0	6.47	6.47	6.47	11.33	36.653	165	2.22
6.76	0	6.47	6.47	6.47	10.11	32.706	165	1.98
7.76	0	6.47	6.47	6.47	8.88	28.727	165	1.74
8.76	0	6.47	6.47	6.47	7.65	24.747	165	1.50
9.76	0	6.47	6.47	6.47	6.43	20.801	165	1.26

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

Tableau 11 : Les efforts et ferrailage dans chaque tranche de la cuve à plein en E.L.U.R

	Q'(KN/m ²)	P'(KN/m ²)	ELU(KN/m ²)	P _{moy}	D _{moy} (m)	Traction (KN)	σ _s (MPa)	A(cm ²)
Profondeur	(γ _c *h)/sinα	e*γ _b *ctgα	1.35P'+1.5Q'	(KN/m)	(d ₁ +d ₂)/2	P _m *D _i /2		
0	0	6.47	8.734	-	-	-	-	-
0.76	9.382	6.47	22.807	15.770	17.46	137.672	348	3.95
1.76	21.728	6.47	41.326	32.066	16.24	260.375	348	7.48
2.76	34.074	6.47	59.845	50.585	15.01	379.640	348	10.90
3.76	46.419	6.47	78.363	69.104	13.78	476.126	348	13.68
4.76	58.765	6.47	96.882	87.622	12.56	550.266	348	15.81
5.76	71.111	6.47	115.401	106.141	11.33	601.288	348	17.27
6.76	83.456	6.47	133.918	124.659	10.11	630.151	348	18.10
7.76	95.802	6.47	152.437	143.177	8.88	635.705	348	18.26
8.76	108.148	6.47	170.956	161.696	7.65	618.487	348	17.77
9.76	120.493	6.47	189.474	180.215	6.43	579.391	348	16.65

Tableau 12 : 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)	P _{moy}	D _{moy}	Traction	σ _s (MPa)	A(cm ²)
Profondeur	(γ _e *h)/sinα	e*γ _b *ctgα	P'+Q'	(KN/m)	(m)	(KN)		
					(d ₁ +d ₂)/2	P _m *D _i /2		
0	0	6.47	6,47	-	-	-	-	-
0.76	9.382	6.47	15,852	11,161	17.46	97,435	165	5,90
1.76	21.728	6.47	28,198	22,025	16.24	178,843	165	10,83
2.76	34.074	6.47	40,544	34,371	15.01	257,954	165	15,63
3.76	46.419	6.47	52,889	46,716	13.78	321,876	165	19,50
4.76	58.765	6.47	65,235	59,062	12.56	370,909	165	22,47
5.76	71.111	6.47	77,581	71,408	11.33	404,526	165	24,51
6.76	83.456	6.47	89,926	83,753	10.11	423,373	165	25,65
7.76	95.802	6.47	102,272	96,099	8.88	426,679	165	25,85
8.76	108.148	6.47	114,618	108,445	7.65	414,802	165	25,13
9.76	120.493	6.47	126,963	120,790	6.43	388,341	165	23,53

Vérification de contrainte de compression :

Les efforts qui compriment la paroi :

$$H_1 = \frac{P_1}{\sin\alpha} = \frac{23.440}{0.81} = 28.938 \text{ KN/ml}$$

$$H_2 = \frac{q_1}{\sin\alpha} = \frac{30*0.4*0.4}{0.81} = 5.925 \text{ KN/ml}$$

L'effort dû au poids propre et la pression de l'eau :

Tableau 13 : L'effort dû au poids propre et la pression de l'eau

	q''(KN/m ²)	P''(KN/m ²)	ELU (KN/m ²)
Profondeur	(γ _e *h)ctgα	(γ _b *e)/sinα	P''+q''
0	0	11.111	11.111
0.76	5.467	11.111	16.578
1.76	12.661	11.111	23.772
2.76	19.856	11.111	30.967
3.76	27.050	11.111	38.161
4.76	34.244	11.111	45.355
5.76	41.438	11.111	52.549
6.76	48.633	11.111	59.744
7.76	55.827	11.111	66.938
8.76	63.021	11.111	74.132
9.76	70.215	11.111	81.326

Soit C' la résultante des efforts de compression de la cuve tronconique dans le tableau ci-dessus : C' = 81.326 KN/ml.

L'effort de compression par mètre linéaire :

$$C = C' + H_1 + H_2 \text{ (voir détail A)}$$

$$C = 81.326 + 28.938 + 5.925 = \mathbf{116.189 \text{ KN/ml}}$$

L'effort total de compression :

$$C_t = C * 2 * \pi * r = 116.189 * 2 * 3.14 * 2 = \mathbf{1459.333 \text{ KN}}$$

La contrainte du béton :

$$\sigma_b = \frac{C_t}{100 * e + 15 * A} = \frac{145933.3}{100 * 40 + 15 * 23.95} = 35.504 \text{ kgf/cm}^2 < 170 \text{ kgf/cm}^2$$

Donc l'épaisseur de la paroi peut contrer les efforts de compression

IV.2.4. La coupole de fond :

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

Diamètre $D = 4\text{m}$

Sa flèche $f = 0.5\text{m}$

Rayon de la courbure :

$$R = (r^2 + f^2) / 2f = \mathbf{4.25\text{m}}$$

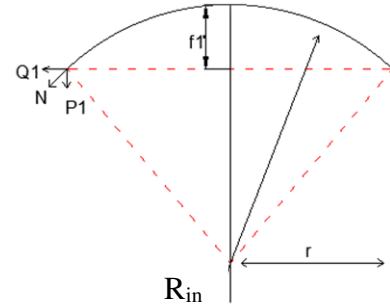


Figure 11 : Coupole inférieure

Surface de la coupole :

$$S = 2\pi Rf = 2 \times 3.14 \times 4.25 \times 0.5 = \mathbf{13.345\text{ m}^2}$$

Surface de la cheminée :

$$S_c = \pi r^2 = 3.14 \times 0.75^2 = \mathbf{1.766\text{ m}^2}$$

Surface de la coupole de fond :

$$S = 13.345 - 1.766 = \mathbf{11.579\text{ m}^2}$$

Descente de charge :

Poids propre de la coupole..... $0.3 \times 30 = \mathbf{9\text{ KN/m}^2}$

Enduit interne $0.02 \times 22 = \mathbf{0.44\text{ KN/m}^2}$

Poids d'eau moyen $10 \times \frac{10+4}{2} = \mathbf{70\text{ KN/m}^2}$

$$\mathbf{G = 9+0.44+70 = 79.44\text{ KN/m}^2}$$

La charge sur la coupole :

$$Q = P \times S = 79.44 \times 11.579 = \mathbf{919.835\text{ KN}}$$

La charge verticale P_1 par mètre linéaire de ceinture :

$$P_2 = \frac{P(r^2 + f^2)}{2r} = \mathbf{84.405\text{ KN/ml}}$$

La poussée horizontale Q_2 par mètre linéaire de ceinture :

$$Q_2 = \frac{P_2(r^2 + f^2)}{2rf} = \mathbf{158.259\text{ KN/ml}}$$

L'effort normal résultant : $N = \sqrt{P1^2 + Q1^2} = 179.360 \text{ KN/ml}$

Vérification de l'épaisseur :

$$\sigma_b = N / (e \times 100) = 179360 / (300 \times 1000) = 0.6 \text{ MPa} < 17 \text{ MPa}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = P_2 / (e \times 100) = 84405 / (300 \times 1000) = 0.28 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

Ferraillage suivant le méridien :

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

On opte pour 9T16 avec un espacement de 10 cm d'espacement

Ferraillage suivant le parallèle :

$$\frac{A}{3} < A' < \frac{A}{2} \implies 6 < A' < 9.5 \implies A' = 7.75 \text{ cm}^2$$

On opte pour 8T12 avec un espacement de 12 cm

IV.2.5. La ceinture inférieure :

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

$$C = 116.189 \text{ KN/ml}$$

$$C_1 = 116.189 \times \cos \alpha = 116.189 \times 0.58 = 67.389 \text{ KN/ml}$$

L'effort de traction Q_2 provenant de la coupole de fond :

$$Q_2 = 158.259 \text{ KN/ml}$$

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

$$T = Q_2 - C_1 = 158.259 - 67.389 = 90.870 \text{ KN/ml}$$

L'effort total de traction

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

$$T' = 90.870 \times 2 = 181.74 \text{ KN}$$

Ferraillage correspondant : $A = T' / \bar{\sigma}_s$

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

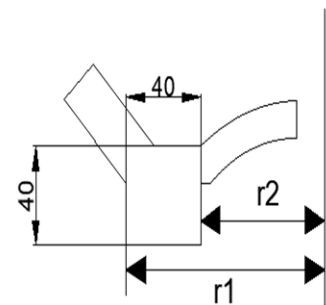


Figure 12 : Ceinture inférieure

$$A = \frac{181740}{176.36 \times 100} = 10.31 \text{ cm}^2 \text{ on opte pour } (4T12 + 4T14) = 10.68 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} \geq (B \times f_{t28}) / f_e \Rightarrow B \leq (A \times f_e) / f_{t28} = (10.68 \times 400) / 2.4 = 1780 \text{ cm}^2$$

$$B = 40 \times 40 \leq 1780 \text{ cm}^2$$

Conclusion : la section choisie résiste aux efforts appliqués.

IV.2.6. La cheminée :

Elle est sollicitée par la pression de l'eau :

La hauteur de l'eau à la base est $H = 9.76 \text{ m}$

Le rayon extérieur est $r = 0.95 \text{ m}$

Epaisseur $e = 0.2 \text{ m}$

Effort de compression à la partie inférieure par 1m de hauteur :

$$F' = 10 \times 9.76 \times 0.95 = \mathbf{92.72 \text{ KN/ml}}$$

Le ferrailage correspondant $A' = (F' - B \times \sigma_b \times 100) / 100 \times \sigma_s$

Avec B : section de la cheminée ; $B = \pi \times (r_1^2 - r_2^2) = 3.14 \times (0.95^2 - 0.75^2)$

$$B = 1.0676 \text{ m}^2 = 10676 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b = (0.80 \times f_{c28}) / \gamma_b = 16 \text{ MPa}$$

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

$$A' = \frac{F' - B \times \sigma_b \times 100}{100 \times \sigma_s} = \frac{92720 - 10676 \times 15 \times 100}{100 \times 176.36} < 0 \text{ donc } A' = 0$$

$$A'_{\min} > \left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8 \times (b+h)}{100} \right] \text{ avec } b=h \text{ alors } S = b^2 = 10676 \text{ cm}^2 \text{ alors } b = 103.324 \text{ cm}$$

$$A'_{\min} > [21.35; 16.53]$$

Conclusion :

On opte pour des T12 avec un espacement de 20 cm pour le ferrailage horizontal (cerce) et des T12 pour un espacement de 15cm.

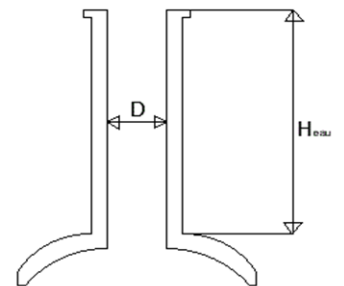


Figure 13 : Cheminée

V. Evaluation de la période d'oscillation :

V.1. Introduction :

La période d'oscillation sera déterminée par une méthode d'approche basée sur les hypothèses de simplification.

V.2. 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 : $P' = P + \frac{33}{140} P_1 * Z$

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.

Module de la déformation de béton E_{ij} :

D'après le BAEL91 : E_{ij} = 11000³√f_{cj} avec : j= 28jrs ; f_{cj}= 30 MPa ;

E_{ij}= 34179.557MPa

Le moment d'inertie I : $\frac{\pi}{64} (D_2^4 - D_1^4)$ avec D₂ : diamètre extérieure = 4.8 m

D₁ : diamètre intérieure = 4 m.

Donc $I = 13.48 \text{ m}^4$

Le poids $P_1 = \frac{\pi}{4} (D_2^2 - D_1^2) \gamma_b$

Avec $\gamma_b = 3 \text{ t/m}^3$

Donc $P_1 = 16.6 \text{ t/m}$

V.3. Le calcul du centre de gravité Z et le poids P des éléments :

V.3.1. Le centre de gravité de chaque élément :

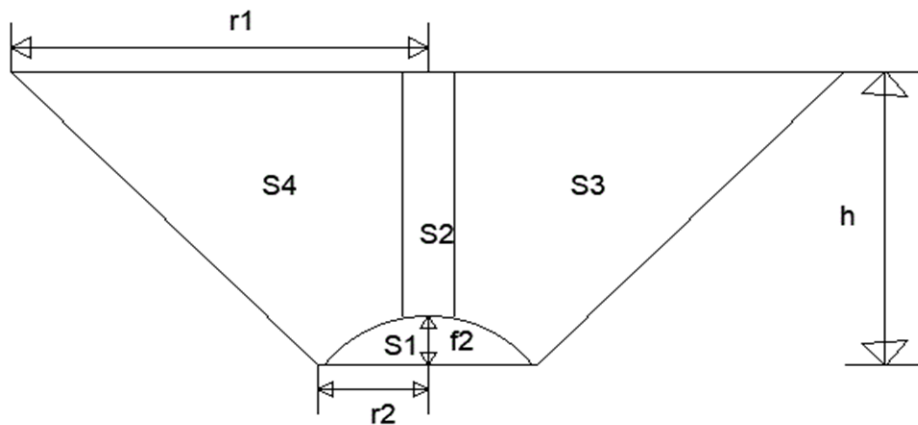
- Dalle circulaire du lanterneau, voile de lanterneau, cheminée :

Ces éléments ont une forme géométrique cylindrique donc leur centre de gravité est donné par la formule suivante : $y_G = h/2$

- La ceinture supérieure, la ceinture inférieure :

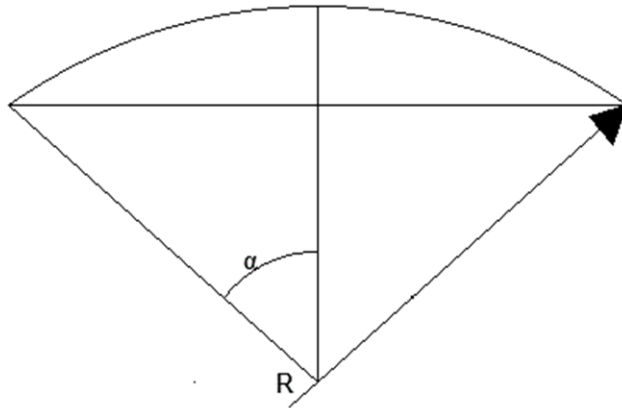
Comme les éléments précédents $y_G = h/2$

- La cuve tronconique :



Son centre de gravité est donné par la formules suivante : $Z_G = \frac{\sum S_i \cdot Z_i}{\sum S_i}$

• **La coupole supérieure, la coupole inférieure :**



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

V.3.2. Le poids P de chaque élément :

• **Le poids de lanterneau :**

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

$e = 0.1 \text{ m}$

$D = 1 \text{ m}$

$D_{int} = 0.6 \text{ m}$

$D_{ext} = 0.8 \text{ m}$

$P = P_1 + P_2$ avec

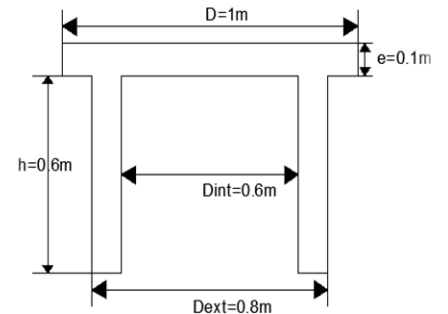
P_1 : le poids de la dalle circulaire au-dessus du lanterneau

P_2 : le poids du voile cylindrique de lanterneau

$P_1 = \frac{\pi D^2}{4} \times e \times \gamma_b = 2.355 \text{ KN.}$

$P_2 = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times h \times \gamma_b = 3.956 \text{ KN.}$

$P = 6.311 \text{ KN}$



• **Le poids de la coupole supérieure :**

$e = 0.12 \text{ m}$

$f_1 = 1.84 \text{ m}$

$R_s = 22.93 \text{ m}$

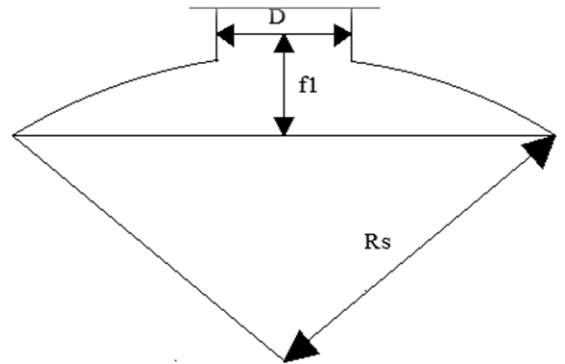
$D = 0.6 \text{ m}$

$P = P_1 - P_2$ avec P_1 = le poids de la coupole ; P_2 : le poids de l'ouverture lanterneau.

$P_1 = 2 \times \pi \times R_s \times f_1 \times e \times \gamma_b = 953.858 \text{ KN}$

$P_2 = \frac{\pi D^2}{4} \times e \times \gamma_b = 0.847 \text{ KN}$

$P = 794.035 \text{ KN}$



• **Le poids de la coupole inferieure :**

$e = 0.3 \text{ m}$

$f_2 = 0.5 \text{ m}$

$R_s = 4.25 \text{ m}$

$D = 1.5 \text{ m}$

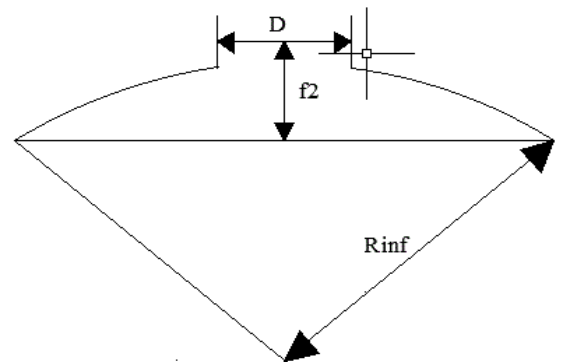
$e_c = 0.2 \text{ m}$

$P = P_1 - P_2$ avec P_1 = le poids de la coupole ; P_2 : le poids de l'ouverture de la cheminée.

$P_1 = 2 \times \pi \times R_s \times f_2 \times e \times \gamma_b = 400.35 \text{ KN}$

$P_2 = \frac{\pi D^2}{4} \times e_c \times \gamma_b = 10.597 \text{ KN}$

$P = 389.753 \text{ KN}$

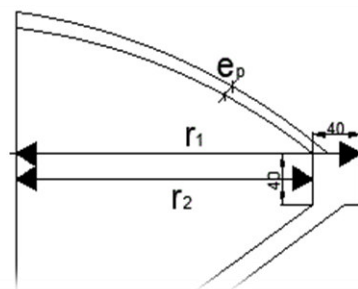


• **Ceinture supérieure :**

$r_1 = 9 \text{ m}$

$r_2 = 9.4 \text{ m}$

$h = 0.4 \text{ m}$



$$P = (r_2^2 - r_1^2) \times \pi \times h \times \gamma_b = 277.324 \text{KN}$$

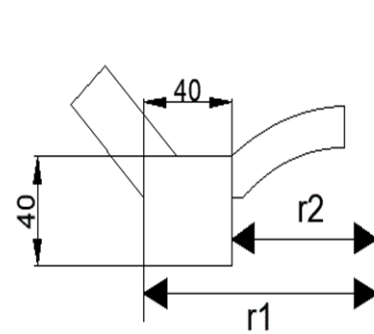
• **Ceinture inferieure :**

$$r_1 = 2\text{m}$$

$$r_2 = 2.4\text{m}$$

$$h = 0.4\text{m}$$

$$P = (r_2^2 - r_1^2) \times \pi \times h \times \gamma_b = 66.316 \text{KN}$$



• **Cheminée :**

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

$$D_{\text{ext}1} = 2.30\text{m}$$

$$D_{\text{int}} = 1.5\text{m}$$

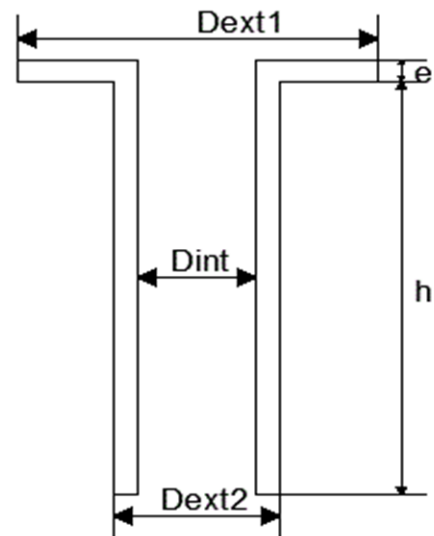
$$D_{\text{ext}2} = 1.90\text{m}$$

$$h = 9.76\text{m}$$

$$P = P_1 + P_2 \quad P_1 = \frac{\pi}{4}(D_{\text{ext}1}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma_b = 14.318 \text{KN}$$

$$P_2 = \frac{\pi}{4}(D_{\text{ext}2}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h \times \gamma_b = 312.593 \text{KN}$$

$$P = 326.911 \text{KN}$$



• **Le poids de fût :**

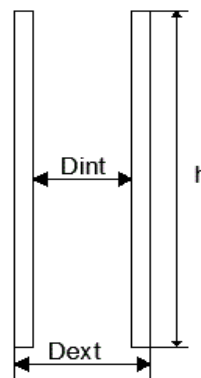
$$e = 0.4\text{m}$$

$$D_{\text{ext}} = 4.8\text{m}$$

$$D_{\text{int}} = 4\text{m}$$

$$H = 20 \text{m}$$

$$P = \frac{\pi}{4}(D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times H \times \gamma_b = 3315.84 \text{KN}$$



• Cuve tronconique :

$$D_1 = 18.60\text{m}$$

$$D_2 = 18\text{m}$$

$$D_3 = 4\text{m}$$

$$D_4 = 4.6\text{m}$$

$$H = 10\text{m}$$

$$P = P_1 - P_2$$

$$P_1 = \frac{\pi}{12} (D_1^2 + D_4^2 + D_1 \times D_4) \times h \times \gamma_b = 35535.380\text{KN}$$

$$P_2 = \frac{\pi}{12} (D_2^2 + D_3^2 + D_2 \times D_3) \times h \times \gamma_b = 32342\text{KN}$$

$$P = 35535.380 - 32342 = \mathbf{3193.38\text{KN}}$$

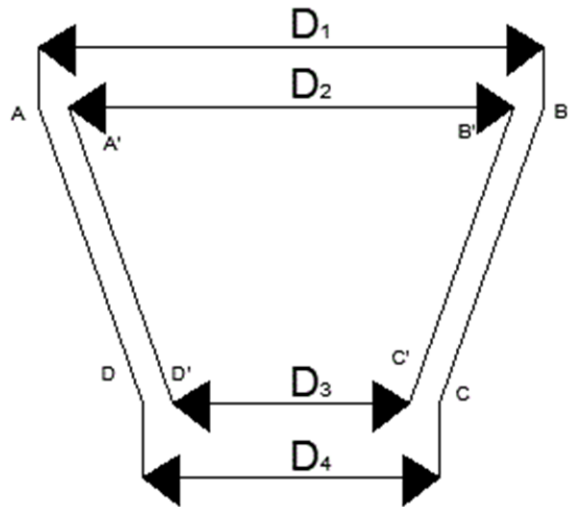


Tableau 14 : Tableau récapitulatif des poids des éléments

Éléments	Poids (KN)
Lanterneau	6.311
Coupole supérieure	794.035
Ceinture supérieure	277.324
Cuve	3193.380
Coupole inférieure	389.753
Ceinture inférieure	66.316
Cheminée	326.911
Fut	3315.840
Eau	10731.24
Poids total à vide	8042.959
Poids total plein	18774.199

Le tableau ci-dessous donne les valeurs Z_i et P_i (Z_i : centre de gravité de l'élément i considéré par rapport à l'encastrement et P_i : le poids de l'élément i)

Tableau 15 : Tableau récapitulatif des valeurs Z_i et P_i

N°	Eléments	Z_i (m)	P_i (KN)	$P_i \times Z_i$ (KN.m)
1	Dalle circulaire du lanterneau	32.37	2.355	76.231
2	Voile cylindrique du lanterneau	32.02	3.956	126.671
3	Coupole supérieure	31.66	794.035	25139.148
4	Ceinture supérieure	30.2	277.324	8375.184
5	Cuve	26.67	3193.380	85167.444
6	Cheminée	25	326.911	8172.775
7	Coupole inférieure	20.65	389.753	8048.399
8	Ceinture inférieure	20.2	66.316	1339.583
9	Eau	26.67	10731.24	286202.170

• **Détermination des centres des gravité Z_G :**

Cuve vide :

$$\sum P_i \times Z_i = 136445.435 \text{ KN.m} \quad \sum P_i = 5054.030 \text{ KN}$$

$$Z_{Gv} = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i} = 26.99 \text{ m}$$

Cuve pleine :

$$\sum P_i \times Z_i = 422647.605 \text{ KN.m} \quad \sum P_i = 15785.270 \text{ KN}$$

$$Z_{Gp} = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i} = 26.77 \text{ m}$$

• **Détermination du poids P' :**

$$\text{Cuve vide : } P_v' = P + \frac{33}{100} P_1 \times Z_{Gv} = 5054.030 + \frac{33}{140} 166 \times 26.99 = \mathbf{6110.110KN}$$

$$\text{Cuve pleine : } P_p' = P + \frac{33}{100} P_1 \times Z_{Gp} = 15785.270 + \frac{33}{140} 166 \times 26.77 = \mathbf{16832.741KN}$$

- **La période correspondante :**

$$\text{Cuve vide : } T_{cv} = 2\pi \times \sqrt{\frac{P'v \times Zv^3}{3gEI}} = 0.59s$$

$$\text{Cuve pleine : } T_{cp} = 2\pi \times \sqrt{\frac{P'p \times Zp^3}{3gEI}} = 0.96s$$

VI. Etude sismique-Etude hydrodynamique :

VI.1. Etude sismique :

Notre ouvrage est implanté dans une zone de moyenne séismicité zone II a (selon le RPA), donc il doit résister aux efforts sismiques et particulièrement les efforts horizontaux ou en d'autres termes respecter les normes imposées par le 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 :

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

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 IB', zone sismique moyenne II a

Donc $A = 0.20$

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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & 3.0 \leq T \end{cases}$$

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 $\xi = 10\%$ alors $\eta = 0.764$

T_2 période caractéristique, associée à la catégorie du site (site rocheux)

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

- Cuve pleine : $T = 0.96s \rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 0.89$
- Cuve vide : $T = 0.59s \rightarrow D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 1.22$

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 : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non

Critère q	Observation	P_q
Condition minimale sur les files de contreventement	Non observé	0.05
Redondance en plan	Non observé	0.05
Régularité en plan	Non observé	0.05
Régularité en élévation	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non observé	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	Non observé	0.1
Total P_q		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 : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : 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)

$$\begin{array}{l} W_{Gcv} = 804.2959t \\ W_{Gcp} = 1877.4199t \end{array} \longrightarrow \begin{cases} W_v = 805.8459t \\ W_p = 1878.9699t \end{cases}$$

La valeur de la force sismique horizontale sera :

✓ **Cuve vide :**

$$V_v = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.20 \times 1.22 \times 1.35}{2} \times 805.8459 = \mathbf{132.723t}$$

✓ **Cuve pleine :**

$$V_p = \frac{A.D.Q}{R} W = \frac{0.20 \times 0.89 \times 1.35}{2} \times 1878.9699 = \mathbf{225.758t}$$

VI.1.2. Principe de modélisation :

Pour sa modélisation, le château d'eau est considéré comme une pendule inversée c'est-à-dire une console encastrée au niveau de la base et une masse à l'autre extrémité représentant la cuve. Cette masse est concentrée au centre de gravité de la cuve d'où la force sismique est appliquée.

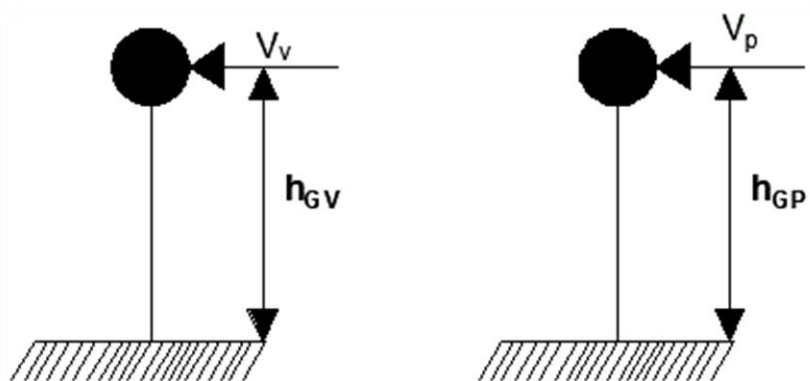


Figure 14 : Présentation des forces sismiques

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

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

z : Côte de chaque niveau du fût

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

V : effort tranchant à la base

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

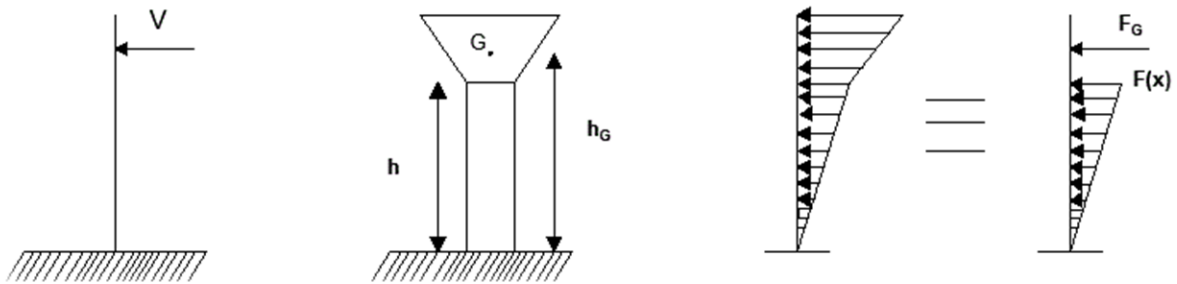


Figure 15 : Répartition de la force sismique de la structure

➤ **Calcul des sollicitations :**

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

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

F_G : force sismique au centre de gravité de la cuve

✓ **Cas de la cuve vide :**

$$m_{cv} = 505.403t$$

$$m_{fut} = 331.584t \text{ (d'où } 16.579t/ml \text{ masse répartie)}$$

$$V_v = 133t$$

$$h_{Gv} = 27.75 \text{ m}$$

$$h = 20m \text{ et } H = 34.14m$$

$$m(z).Z = \begin{cases} m_{\text{fut}} \times Z & \text{pour } 0 < Z < h \\ m_{\text{cv}} & \text{pour } h < Z < H \end{cases} \begin{cases} 16.579Z & \text{pour } 0 < Z < 20\text{m} \\ 505.403t & \text{pour } 20\text{m} < Z < 34.14\text{m} \end{cases}$$

$$\int_0^h m(z).Z dz = \int_0^{20} m(z).z dz + (m_{\text{cv}} h_{\text{GV}}) = \int_0^{20} 16,579z. dz + 14024.933 = 14356.513 \text{tf.m}$$

$m(z)Z$: moment statique

$$F(z) = \frac{V.m(z)Z}{\int_0^h m(z)Z dz} = \frac{133 \times 16.579Z}{14356,513} = 0,15. Z$$

Pour $z = h = 20\text{m}$ $\longrightarrow F(z) = 3\text{t}.m$

$$F_G = \frac{V.m_{\text{cv}}.h_{\text{GV}}}{\int_0^h m(z).Z dz} = \frac{133 \times 505,403 \times 27.75}{14356,513} = 129.928 \text{ t}$$

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

On applique la méthode de la RDM

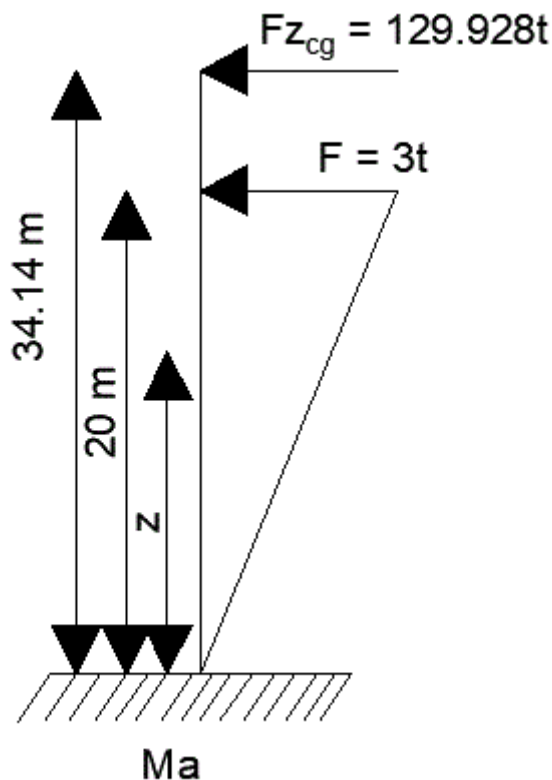


Figure 16 : Présentation des réactions à l'encastrement cas vide

• **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Pour $20 \leq Z \leq 27.75$ $T = 129.928$ t

Pour $Z=0$ $R_a = 3 \times 20/2 + 129.928 = 159,928$ t_f

Conclusion : la réaction au niveau de la base du fût est supérieure à l'effort sismique à la base.

Moment d'encastrement :

$M_a = (129.928 \times 27.75) + (3 \times 20/2 \times 2/3 \times 20) = 4005.502$ t.m

$M(z) = R_a \cdot z - M_a - 0.15 \frac{z^3}{6} = -0.025 z^3 + 159.928 z - 4005,502$

$M(z) = -0.025z^3 + 159,928z - 4005,502$

$T(z) = M'(z) = -0.08z^2 + 159,928$

Répartition des efforts sismiques :

Tableau 16 : Valeurs des efforts sismiques

Z(m)	T(t)	M (t.m)
0	159,928	-4005,502
4	158.648	-3367,39
8	154.808	-2738,878
12	148.408	-2129,566
16	139.448	-1549,054
20	127.928	-1006,942

✓ **Cas de la cuve pleine :**

$m_{cp} = 1578,527$ t

$m_{fut} = 331.584$ t (d'où 16.579t/ml masse répartie)

$V_p = 226$ t

$h_{Gp} = 26.6$ m

$h = 20\text{m}$ et $H = 34.14\text{m}$

$$m(z).Z = \begin{cases} m_{\text{fut}} \times Z & \text{pour } 0 < Z < h \\ m_{\text{cp}} & \text{pour } h < Z < H \end{cases} \quad \begin{cases} 16,579 \cdot Z & \text{pour } 0 < Z < 20\text{m} \\ 1578,527\text{t} & \text{pour } 20\text{m} < Z < 34.14\text{m} \end{cases}$$

$$\int_0^h m(z).Z dz = \int_0^{20} m(z).Z dz + (m_{\text{cp}} h_{\text{Gp}}) = \int_0^{20} 16,579 \cdot z \cdot dz + (1578.527 \times 26.6) \\ = 42320.398\text{t}$$

$m(z)Z$: moment statique

$$F(z) = \frac{V \cdot m(z)Z}{\int_0^h m(z).Z dz} = \frac{226 \times 16.579Z}{42320.398} = 0.09 \cdot Z$$

Pour $z = h = 20\text{m}$ $\longrightarrow F(z) = 1.8\text{t}_f/\text{m}$

$$F_G = \frac{V \cdot m(z).h_{\text{Gv}}}{\int_0^h m(z).Z dz} = \frac{226 \times 1578,527 \times 26.6}{42320.398} = 224.229\text{t}$$

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

On applique la méthode de la RDM

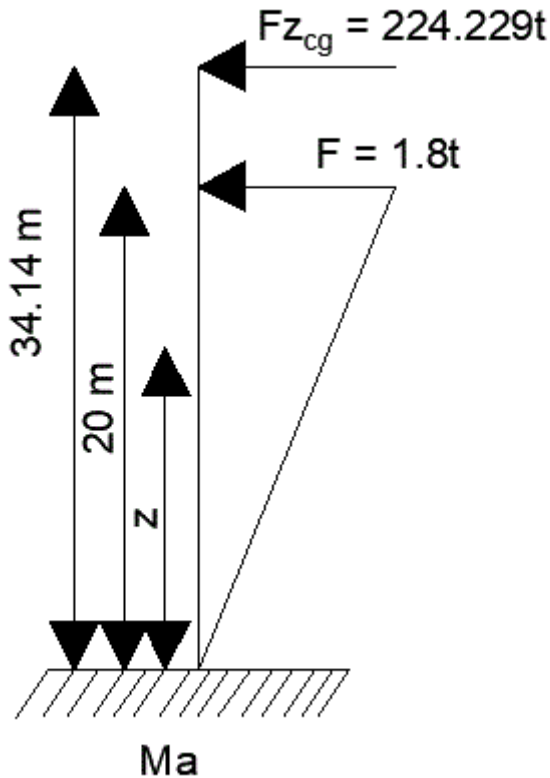


Figure 17 : Présentation des réactions à l'encastrement cas cuve pleine

• **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Pour $20 \leq Z \leq 26.6$ $T = 224,229t$

Pour $Z=0$ $R_a = 1.8 \times 20/2 + 224.229 = 242.229t_f$

Conclusion : la réaction au niveau de la base du fût est supérieure à l'effort sismique à la base.

Moment d'encastrement :

$$M_a = 224.229 \times 26.6 + 1.8 \times 20/2 \times 2/3 \times 28 = 6300.491 \text{ t.m}$$

$$M(z) = R_a \cdot z - M_a - 0.09 \frac{z^3}{6} = -0.015z^3 + 242.229z - 6300.431$$

$$M(z) = -0.015z^3 + 242.229z - 6300.431$$

$$T(z) = M'(z) = -0.048z^2 + 242.229$$

Répartition des efforts sismiques :

Tableau 17 : Valeurs des efforts sismiques

Z(m)	T(t)	M (t.m)
0	242.229	-6300.431
4	241.461	-5332.475
8	239.157	-4370.279
12	235.317	-3419.603
16	229.941	-2486.207
20	223.029	-1575.851

VI.2. Etude hydrodynamique :

VI.2.1. Introduction :

Dans cette partie, on va s'intéresser au calcul des efforts exercés sur les parois de la cuve, dus aux poussées des eaux et les moments créent par les efforts ainsi que les hauteurs des vagues sur les parois.

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

Par contre, quand le réservoir est partiellement rempli lors d'une excitation sismique, l'eau se met en mouvement (masse oscillante ou convective), ce qui conduit à la formation des vagues en surfaces pouvant atteindre la couverture de l'ouvrage (Figure)

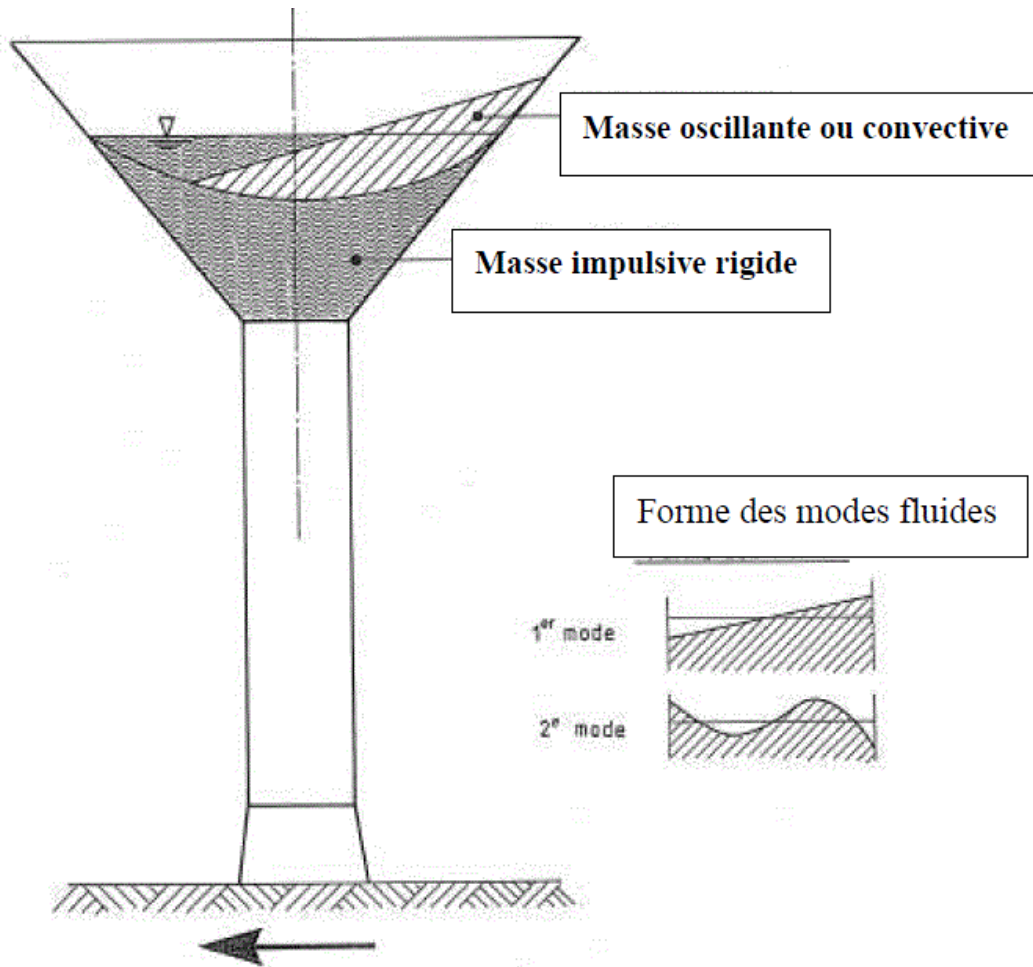


Figure 18 : Masse convective et masse impulsive

Pour étudier ce phénomène nous allons nous référer au document suivant « calcul pratique des réservoirs en zone sismique » (série : théorie et méthode de calcul 256), qui traite les réservoirs sous excitation sismique par plusieurs méthodes à savoir :

- La méthode d'Housner lorsque le taux de remplissage ; $\frac{h}{R} \leq 1.5$
- La méthode Hunt et Priestley lorsque le rapport $\frac{h}{R} \geq 1.5$
- La méthode Jacobsen.

Supposons que la méthode d'Housner est retenue et vérifions ultérieurement le taux de remplissage.

VI.2.2. Principe de la méthode approchée de calcul d'après Housner :

Le principe de la méthode d'Housner repose sur la décomposition de l'ouvrage, selon Housner, 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 effets d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite masse passive, réagit par inertie, à la translation des parois de réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i , liée rigidement au réservoir à une hauteur h , 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 équivalent 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 action du fluide.

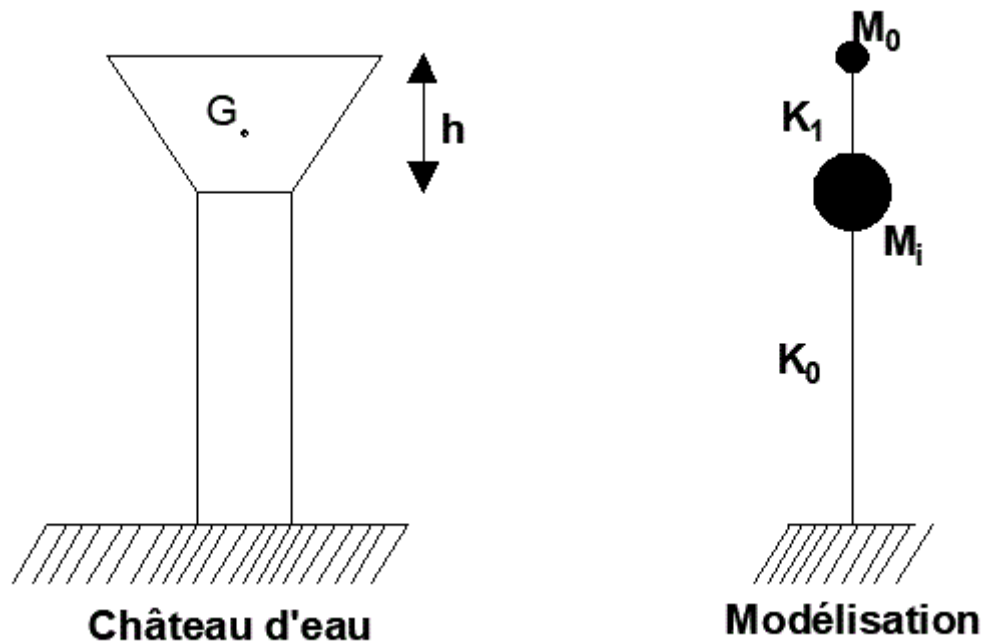


Figure 19 : Modélisation du château d'eau

Les paramètres M_0 , M_i , h_0 et h_i ne dépendent que de la géométrie de la cuve, pour simplifier les calculs ces paramètres peuvent être calculées en considérant la cuve réelle tronconique comme cuve cylindrique de rayon équivalent R et ayant le même volume.

VI.2.3. Le calcul des paramètres :

VI.2.3.1. Le rayon :

$R = \frac{D1}{2}$ avec $D1$: le diamètre de la cuve

$$R = \frac{D_1}{2} = 9\text{m}$$

Alors le taux de remplissage : $\frac{h}{R} = \frac{10}{9} = 1.11 \leq 1.5$

Remarque :

Lorsque le taux de remplissage $\frac{h}{R} > 1.5$ la méthode approchée d'Houzner n'était plus valable nous allons utiliser la méthode de Hunt et Priestley.

VI.2.3.2. Calcul des poids :

Poids de l'eau $M_e = p.g.V = 1073,124.10^4 \text{ N}$

Poids du réservoir vide $M_v = P_v \times g = 5054,030.10^4 \text{ N}$

Poids total du réservoir $M_t = M_e + M_v = 6127,154.10^4 \text{ N}$

Poids du fUt : $M_{fUt} = 3315,840.10^4 \text{ N}$

Poids de la masse passive : $M_i = M_e \times \frac{\text{th}\left(\frac{\sqrt{3R}}{h}\right)}{\left(\frac{\sqrt{3R}}{h}\right)} + M_v$

$M_i = 1073,124.10^4 \times \frac{\text{th}(1.64)}{1.64} + 5054,03.10^4 = 5660,916.10^4 \text{ N}$

Poids de la masse active M_0 $M_0 = M_e \times 0.318 \frac{R}{h} \text{th}\left(\frac{1.84h}{R}\right)$

$M_0 = 1073,124.10^4 \times 0.318 \times 0.9 \text{th}(2.044) = 300.10^4 \text{ N}$

VI.2.3.3. Le calcul des hauteurs h_i et h_0 :

$h_i = \frac{3}{8} h \implies h_i = 3.75 \text{ m}$

$h_0 = h.1 - \left(\frac{\text{ch}\left(\frac{1.84h}{R}\right) - 1}{\frac{1.84h}{R} \text{Sh}\left(\frac{1.84h}{R}\right)}\right) = 10 \times 1 - \left(\frac{\text{ch}(2.044) - 1}{2.044 \text{Sh}(2.044)}\right) = 6.23\text{m}$

VI.2.3.4. Calcul de la pulsation ω_n :

$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \cdot 1.84 \times \text{th}\left(\frac{h}{R}\right) \quad \omega_0^2 = \frac{10}{9} \cdot 1.84 \times \text{th}\left(\frac{10}{9}\right) \quad \omega_0^2 = 1.64$

$\omega_0 = 1.28 \text{ rd/s}$

VI.2.3.5. Calcul des constantes de raideur « K_1 » et « K_0 » :

K_1 : raideur de couplage ($M_0 - M_i$)

K_0 : raideur de support

➤ **Calcul de K_1 :**

$$K_1 = m_1 \cdot \omega_0^2$$

$$\text{Avec : } m_1 = \frac{M_0}{g}$$

$$K_1 = m_1 \cdot \omega_0^2 = \frac{300 \cdot 10^4}{10} \times 1.64 = 0,6 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

➤ **Calcul du support K_0 :**

D'après Rayleigh pour une masse concentrée au sommet d'une console de section constante et de masse non négligeable, la période du 1^{er} mode de vibration est donnée par :

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

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

$$P : \text{ poids de la masse concentrée } P = M_t = 6127,154 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$L : \text{ hauteur du support } L = 20 \text{ m}$$

$$I : \text{ moment d'inertie de la section transversale du fût : } I = \frac{\pi}{64} (D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4) = 13.484 \text{ m}^4$$

$$E : \text{ module de déformation instantanée du béton armé } E = 34180 \cdot 10^6 \text{ N/m}^2$$

$$M_{\text{fût}} = \text{ masse du fût } = 3315,840 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$P' = 6127,154 \cdot 10^4 + \left(\frac{33}{140} \times 3315,840 \cdot 10^4\right) = 6908,744 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P' L^3}{3gEI}}$$

$$\omega^2 = \frac{4\pi^2}{T^2} \quad \Leftrightarrow \quad T^2 = \frac{4\pi^2}{\omega^2}$$

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

$$4\pi^2 \frac{P' L^3}{3gEI} = \frac{4\pi^2}{\omega^2} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{P' L^3}{3gEI} = \frac{1}{\omega^2}$$

$$\text{Or } \omega^2 = \frac{K}{m} \Rightarrow \frac{1}{\omega^2} = \frac{m}{K} = \frac{P/L^3}{3gEI}$$

$$K = \frac{3gEml}{P/L^3} \text{ et } m = \frac{M_t}{g}$$

En fin :

$$K_0 = \frac{3EI M_t}{P/L^3} \Rightarrow K_0 = 153,3 \cdot 10^6 \text{ N/m}$$

VI.2.3.6. Calcul des pulsations propres ω_1 et ω_2 du 1^{er} et 2^{eme} mode de vibration du système :

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

Avec : $\begin{cases} K_{00} = K_0 + K_1 = 153,9 \cdot 10^6 \text{ N/m} \\ K_{01} = K_{10} = -K_1 = -0,6 \cdot 10^6 \text{ N/m} \\ K_{11} = K_1 = 0,6 \cdot 10^6 \text{ N/m} \end{cases}$

$$K = \begin{pmatrix} 153,9 & -0,6 \\ -0,6 & 0,6 \end{pmatrix} \times 10^6 \text{ [N/m]}$$

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

Avec : $\begin{cases} m_0 = \frac{M_i}{g} = 5,66 \cdot 10^6 \text{ N} \\ m_1 = \frac{M_0}{g} = 0,3 \cdot 10^6 \text{ N} \end{cases}$

$$m = \begin{bmatrix} 5,66 & 0 \\ 0 & 0,3 \end{bmatrix} \times 10^6 \text{ [N]}$$

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

$$[K - \omega^2 \times M] \times X = 0$$

Les solutions de cette équation représenteront les pulsations de vibration des deux modes principaux qui sont obtenues par : $\Delta = [K - Mx\omega^2] = 0$

Les solutions sont :

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

$$\omega_{1-2}^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{153.3}{5.66} + \frac{0.6}{0.3} \pm \sqrt{\left(\frac{153.3}{5.66} - \frac{0.6}{0.3} \right)^2 + 4 \frac{0.6^2}{5.66 \times 0.3}} \right]$$

$$\omega_1^2 = 1.992 \Rightarrow \omega_1 = 1.411 \text{ rd/s et } T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = 4.45 \text{ s}$$

$$\omega_2^2 = 27.2 \Rightarrow \omega_2 = 5.22 \text{ rd/s et } T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 1.2 \text{ s}$$

VI.2.3.7. Calcul des facteurs de participation (K₁) et (K₂) :

$$K_1 = \frac{m_0 \theta_{01} + m_1}{m_0 \theta_{01}^2 + m_1} = 1.07$$

$$K_2 = \frac{m_0 \theta_{02} + m_1}{m_0 \theta_{02}^2 + m_1} = - 8.7 \cdot 10^{-5}$$

VI.2.3.8. Calcul des déplacements horizontaux :

Les accélérations S_{aI}, S_{aII} sont déterminées à partir du spectre de réponse « référence : RPA article 4.13 ». La dissipation de l'énergie due à la viscosité du liquide est équivalente à un pourcentage de l'amortissement critique (ξ) ; ce pourcentage est toujours inférieur ou égal à 2%, et il augmente avec la fréquence d'oscillation.

Dans la méthode d'Housner l'amortissement admis est de 0.5% pour le 1^{er} mode, et de 2% pour le second mode.

➤ 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
- le facteur d'amortissement η : $\begin{cases} \text{mode I : } \eta = 1.67 \\ \text{mode II : } \eta = 1.32 \end{cases}$

1^{ère} mode de vibration : T₁ = 4.45s \Rightarrow T > 3s

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right)$$

$$\frac{S_a}{g} = 0.078 \implies S_a = 0.78 \text{ m/s}^2$$

2^{ème} mode de vibration : $T_2 = 1.2\text{s} \implies T \leq 3\text{s}$

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{S_a}{g} = 0.22 \implies S_a = 2.2 \text{ m/s}^2$$

➤ **Les déplacements horizontaux :**

1^{ère} mode :

$$\overline{X_{11}} = K_1 \times \frac{S_{aI}}{\omega_1^2} = 1.07 \times \frac{0.78}{1.992} = 0.42\text{m}$$

$$\overline{X_{01}} = \overline{X_{11}} \times \overline{\theta_{01}} = 0.42 \times 4.21 \cdot 10^{-3} = 1,77 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

2^{ème} mode :

$$\overline{X_{12}} = K_2 \times \frac{S_{aII}}{\omega_2^2} = -8.7 \cdot 10^{-5} \times \frac{2.2}{27.2} = -7,03 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

$$\overline{X_{02}} = (-7,03 \cdot 10^{-6}) \times (-11.54) = 8,11 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

VI.2.3.9. Calcul de la force horizontale :

1^{ère} mode :

$$F_{11} = K_{11} \cdot \overline{X_{11}} + K_{10} \cdot \overline{X_{01}} = 0,6 \cdot 10^6 \times 0,42 - 0,6 \cdot 10^6 \times 1,77 \cdot 10^{-3}$$

F₁₁ = 250938 N = 25,0938t Force impulsive.

$$F_{01} = K_{01} \cdot \overline{X_{11}} + K_{00} \cdot \overline{X_{01}} = -0,6 \cdot 10^6 \times 0,42 + 153,9 \cdot 10^6 \times 1,77 \cdot 10^{-3}$$

F₀₁ = 20403 N = 2,0403t Force oscillante.

D'où l'effort tranchant : **F₁ = F₁₁ + F₀₁ = 27,1341 t**

2^{ème} mode :

$$F_{12} = K_{11} \cdot \overline{X_{12}} + K_{10} \cdot \overline{X_{02}} = 0,6 \cdot 10^6 \times (-7,03 \cdot 10^{-6}) + (-0,6 \cdot 10^6 \times 8,11 \cdot 10^{-5})$$

F₁₂ = -52.878 Nforce impulsive

$$F_{02} = K_{01} \cdot \overline{X_{12}} + K_{00} \cdot \overline{X_{02}} = -0,6 \cdot 10^6 \times (-7,03 \cdot 10^{-6}) + (153,9 \cdot 10^6 \times 8,11 \cdot 10^{-5})$$

$F_{02} = 12485.508 \text{ N}$ force oscillante

D'où l'effort tranchant : $F_2 = F_{12} + F_{02} = 12,43263 \text{ t}$

VI.2.3.10. Calcul des sollicitations dans l'ouvrage :

Calcul du moment M_A :

$$\sum M/A = 0$$

$$M_A = 20F_1 + 34.14F_2$$

$$M_A = 967.132 \text{ t.m}$$

D'où le moment réglementaire

$$M_{Ar} = \beta \times M_A$$

Avec : $\beta = \frac{1}{3}$ facteur de comportement de structure (RPA) $\Rightarrow M_{Ar} = 322,377 \text{ t.m}$

Calcul des sollicitations :

$$F_{1r} = \frac{F_1}{3} = 9,0447 \text{ t}$$

$$F_{2r} = \frac{F_2}{3} = 4.144 \text{ t}$$

Section I-I: $0 \leq x \leq 20\text{m}$

$$M(x) = T_r \cdot x - M_{Ar}$$

$$M(x) = 13, 1887 \cdot x - 322,377$$

$$T(x) = T_r = F_{1r} + F_{2r} = 13,1887 \text{ t}$$

Section II-II : $20\text{m} \leq x \leq 34.14\text{m}$

$$M(x) = T_r \cdot x - M_{Ar} - F_{1r} \cdot (x-20)$$

$$M(x) = 13, 1887 \cdot x - 322,377 - 9.0447 \cdot (x - 20)$$

$$M(x) = 4, 144 \cdot x - 141,483$$

$$T(x) = T_r - F_{1r} = 4,144 \text{ t}$$

Tableau 18 : Sollicitation internes : efforts tranchant et moment fléchissant

X(m)	T(t)	M (t.m)
0	13,1887	-322,377
4	13,1887	-269,622
8	13,1887	-216,867
12	13,1887	-164,113
16	13,1887	-111,358
20	13,1887	-58,603
24	4,144	-42,027
28	4,144	-25,451
32	4,144	-8,875
34,14	4,144	0

VI.2.3.11. Détermination de la hauteur des vagues :

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

avec $\varnothing_n = \left[1.53 \frac{(X_{11} - X_{01})}{R}\right] \cdot \text{th}\left(1.84 \frac{h}{R}\right)$

1^{ère} mode :

$$\varnothing_1 = \left[1.53 \frac{(0.42 - 1,77 \cdot 10^{-3})}{9}\right] \cdot \text{th}\left(1.84 \frac{10}{9}\right)$$

$$\varnothing_1 = 0.07 \Rightarrow d_{\max I} = \frac{0.408 \times 9}{\left[\frac{10}{(1.41 \times 0.07 \times 9)} - 1\right] \cdot 0,97} = 0.37\text{m}$$

2^{ème} mode :

$$\varnothing_2 = \left[1.53 \frac{(-7,03 \cdot 10^{-6} - 8,11 \cdot 10^{-5})}{9}\right] \cdot 0,97 = -1,45 \cdot 10^{-5}$$

$$\varnothing_2 = -1,24 \cdot 10^{-5} \Rightarrow d_{\max II} = \frac{0.408 \times 9}{\left[\frac{10}{(5,22 \times -1,45 \cdot 10^{-5} \times 9)} - 1\right] \cdot 0,94} = -2,66 \cdot 10^{-4}\text{m}$$

Le déplacement maximal de la vague est :

$$d_{\max} = \sqrt{d_{\max.I}^2 + d_{\max.II}^2} \Rightarrow d_{\max} = 37\text{cm}$$

Le système équivalent de ce château d'eau consiste en une masse passive de 5660,916t, et une masse oscillante 300t.

En ce qui concerne la hauteur des vagues, la contribution du second mode est négligeable devant celle du premier mode quand il s'agit des sollicitations dynamiques.

On peut donc dire qu'il n'y a aucun risque que la vague d'eau soit débordée où atteindre la coupole du réservoir ; car la hauteur de sécurité est supérieure à d_{\max} .

VII. Modélisation et interprétation des résultats :

VII.1. Modélisation :

La modélisation de la structure avec un logiciel a pour objectif de montrer au mieux le comportement réel de l'ouvrage sous les efforts auxquels il est soumis.

Cette étape très cruciale dans l'étude générale d'un ouvrage en génie civile surtout dans une zone sismique.

➤ **Les étapes de la modélisation :**

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail : KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot structurale analyse Professional (voire figure) ;

Les ceintures supérieures et inférieures sont modélisées par des éléments barre et les autres éléments de l'ouvrage sont modélisés par panneau.

- Introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre 1) ;
 - Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
 - Introduit les conditions aux limites ;
- #### ➤ **Détermination des charges et combinaisons :**

Plusieurs types de charges sont à considérer :

Cas	Préfixe	Nom du cas	Nature	Type d'analyse
1	PERM1	G	permanente	Statique linéaire
2	PERM2	Q	d'exploitation	Statique linéaire
3	PERM21	PH	d'exploitation	Statique linéaire
4	PERM211	PHD	accidentelle	Statique linéaire
5	MOD5	Modale		Modale
6	SIS_X6	EX	sismique	Sismique-RPA 99 (20
7	SIS_Y7	EY	sismique	Sismique-RPA 99 (20
8	SIS_Z7	EZ	sismique	Sismique-RPA 99 (20
9		ELS	permanente	Combinaison linéaire
10		1.35G+1.5PH	permanente	Combinaison linéaire
11		G+PH	permanente	Combinaison linéaire
12		G+Q+EX	permanente	Combinaison linéaire
13		G+Q+EY	permanente	Combinaison linéaire
14		0.8G+EX	permanente	Combinaison linéaire
15		0.8G-EX	permanente	Combinaison linéaire
16		0.8G+EY	permanente top</td <td>Combinaison linéaire</td>	Combinaison linéaire
17		0.8G-EY	permanente	Combinaison linéaire
18		ELU	permanente	Combinaison linéaire
19		G+Q+PHD	permanente	Combinaison linéaire

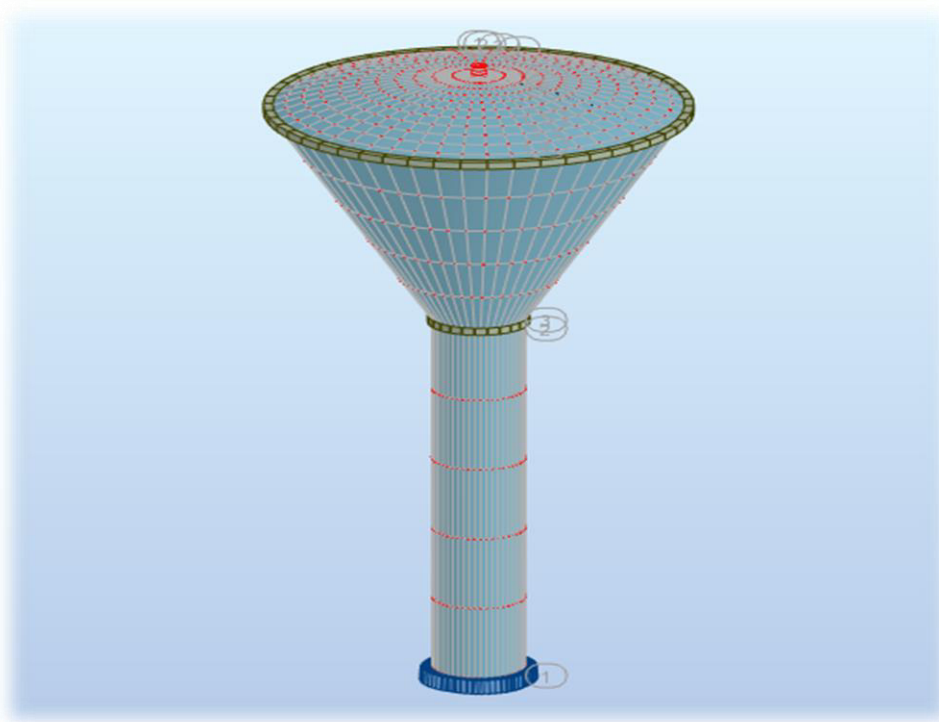


Figure 20 : Interface du Robot

VII.2. Interprétations et exploitation des résultats :

VII.2.1. Coupole supérieure : (voir description dans le chapitre IV)

- **Caractéristique géométrique :**

- Diamètre : 18 m.
- Flèche : 1.84m.
- Rayon de courbure : 22.93 m.

Effort normale dans la coupole :

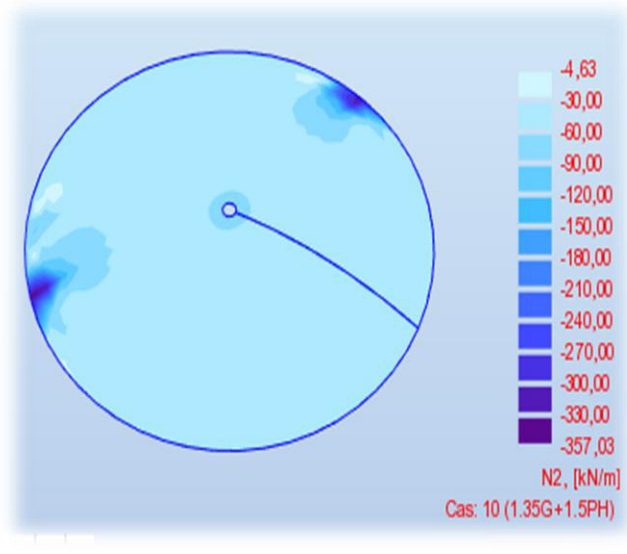


Figure 21 : Cartographie suivant le méridien

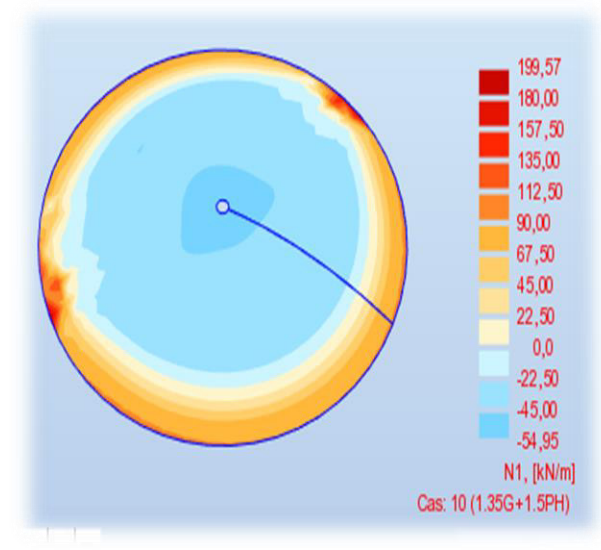


Figure 22 : Cartographie suivant le parallèle

Nous constatons que les efforts normaux suivant le méridien sont comprimés, tandis que suivant la parallèle, une partie est comprimée et le reste est tracté. Théoriquement, il n'y aurait pas besoin d'armature suivant les méridiens ; pratiquement il est nécessaire d'en prévoir ; elles servent d'une part, d'armature de répartition et d'autre part, à absorber les moments secondaires qui existent toujours.

Moment de flexion dans la coupole :

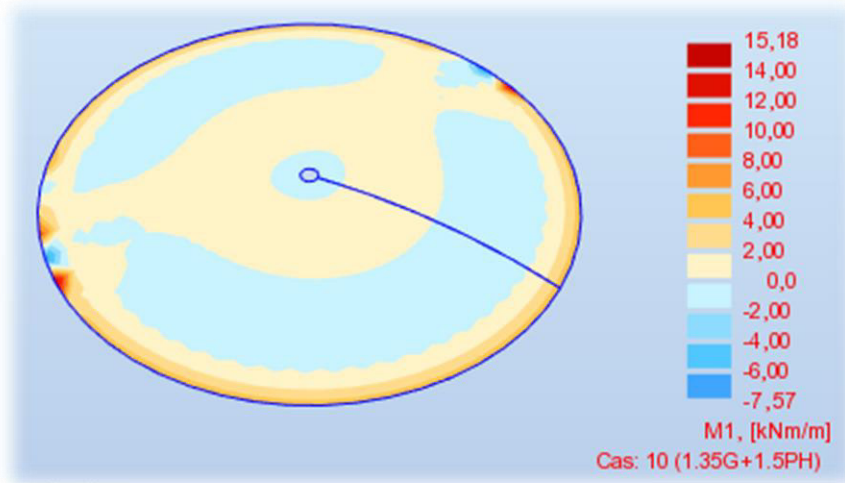


Figure 23: Cartographie des moments de flexion dans la coupole supérieure

Vérification de l'épaisseur :

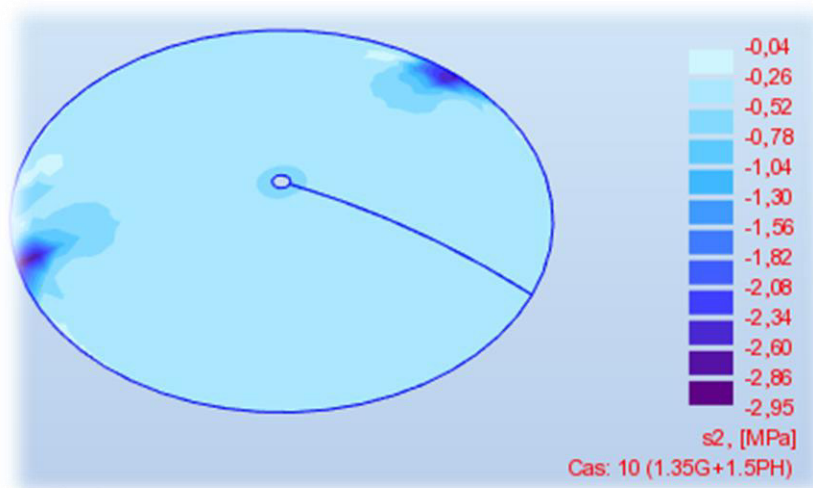


Figure 24 : Cartographie de la contrainte de compression

Ici on remarque une contrainte de compression $\sigma_b = 2.95\text{MPa} < \sigma_b = 17\text{ MPa}$ (contrainte admissible)

Conclusion :

Nous allons adopter 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 : (voir description dans le chapitre IV)

- **Caractéristiques géométriques :**
 - ✓ La section de la ceinture supérieure : (40x40).
 - ✓ La section de la ceinture inférieure : (40x40).
- **Les efforts de traction dans la ceinture cas 10 et 18 :**

Sur la ceinture inférieure $Max=157.21KN$ et sur la ceinture supérieure

$$Min= - 206.75KN$$

- **Les efforts de traction dans la ceinture cas 8 et 11 :**

Sur la ceinture inférieure $Max=157.21KN$ et sur la ceinture supérieure

$$Min= - 206.75KN$$

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

Choix :

- ✓ Ceinture supérieure : 10HA20.
- ✓ Ceinture inférieure : 10HA14.

VII.2.3. La cuve tronconique :

(Voir description dans le chapitre IV).

- **Caractéristiques géométriques :**
 - ✓ Epaisseur de la cuve : $E_p = 30cm$.
 - ✓ Hauteur de la cuve : 10m.
 - ✓ Diamètre supérieure : 18m.
 - ✓ Diamètre inférieure : 4m.

- Les efforts de traction dans la cuve à ELU :

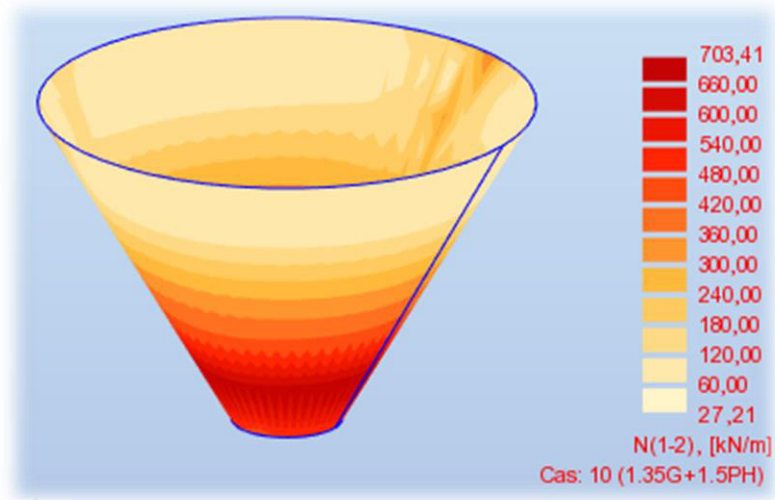


Figure 25 : Cartographie de la cuve ELU

- Les efforts de traction dans la cuve à ELS :

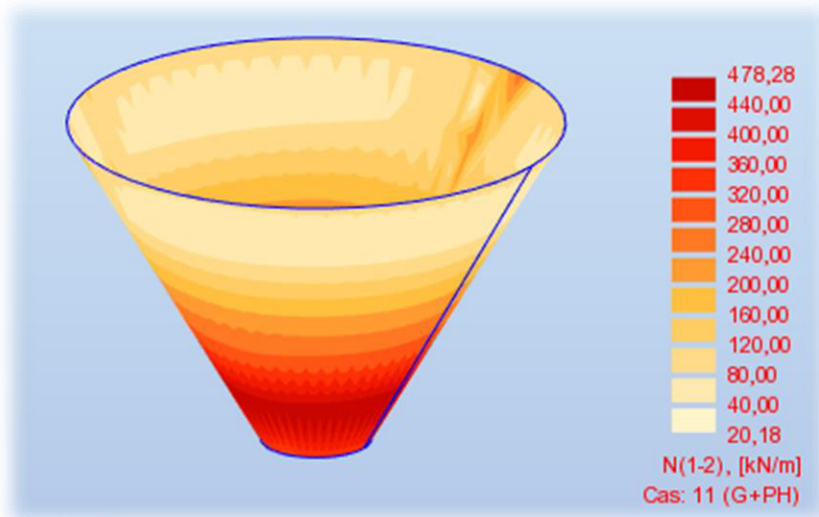


Figure 26 : Cartographie de la cuve ELS

Nous observons une décroissance des efforts de la base au sommet. Par conséquence, la cuve nécessite un ferrailage à chaque tranche, pour des raison pratique nous allons ferrailer la cuve par tranche de 2m.

- **Vérification de l'épaisseur de la cuve :**

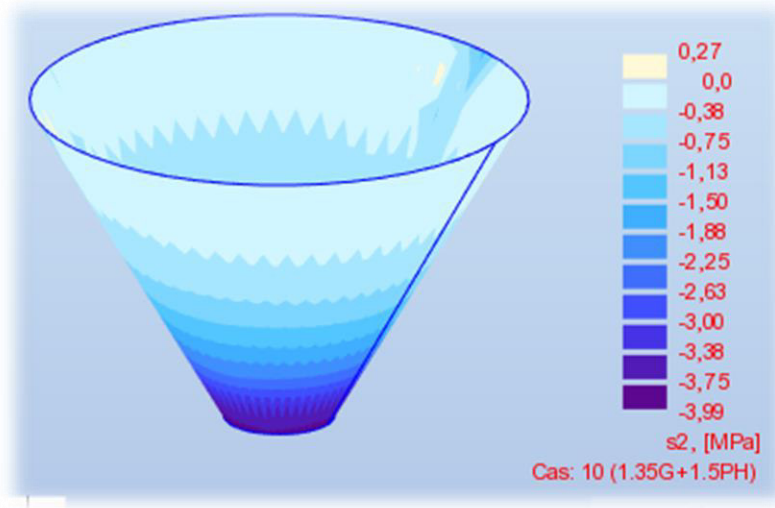


Figure 27 : Cartographie de la contrainte de compression

On remarque que la contrainte de compression $\sigma_b = 3.99 \text{ MPa} < \sigma_b = 17 \text{ MPa}$ (la contrainte admissible).

En conclusion l'épaisseur de la paroi peut contrer les efforts de compression.

- **Ferrailage de la cuve :**

Pour le ferrailage, nous allons adoptés le même ferrailage calculé dans le chapitre IV c'est-à-dire :

- **ELU :**

Tableau 19 : Tableau de ferrailage à ELU

Bandes	Nu KN/m	σ_s MPa	A_u cm ² /ml
[0 – 2]	703.41	348	20.21
[2 – 4]	600	348	17.24
[4 – 6]	480	348	13.79
[6 – 8]	360	348	10.34
[8 – 10]	240	348	8.90

- **ELS :**

Tableau 20 : Tableau de ferrailage à ELS

Bandes	Nu KN/m	σ_s MPa	A_u cm²/ml
[0 – 2]	478.28	176.36	27.12
[2 – 4]	400	176.36	22.68
[4 – 6]	320	176.36	18.14
[6 – 8]	240	176.36	13.61
[8 – 10]	160	176.36	9.07

Tableau 21 : Tableau des armatures

Bandes	[0 – 2]	[2 – 4]	[4 – 6]	[6 – 8]	[8 – 10]
ELU	20.21	17.24	13.79	10.34	8.90
ELS	27.12	22.68	18.14	13.61	9.07
Choix	14HA16/ml	12HA16/ml	10HA16/ml	8HA16/ml	6HA16/ml
Espacement	10 cm	12 cm	14 cm	16 cm	18 cm

VII.2.4. La coupole de fond :

(Voir description dans le chapitre IV)

- **Caractéristique géométrique :**
 - ✓ Diamètre : 4m.
 - ✓ Flèche : 0.5m.
 - ✓ Rayon de courbure : 4.25m.

- **Les efforts internes dans la coupole de fond à ELU :**

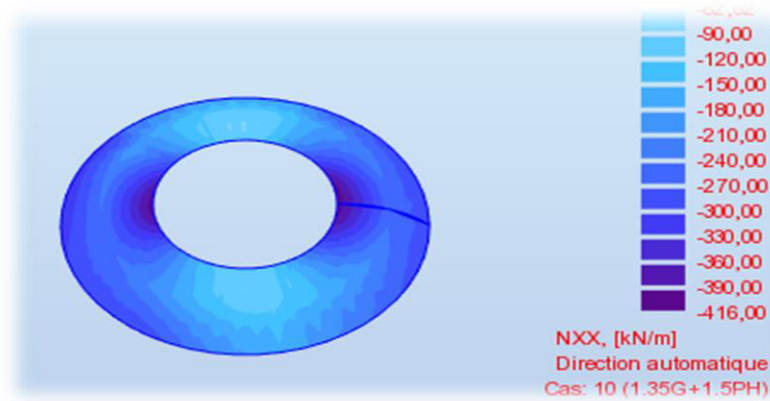


Figure 28 : Cartographie de la coupole de fond ELU

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

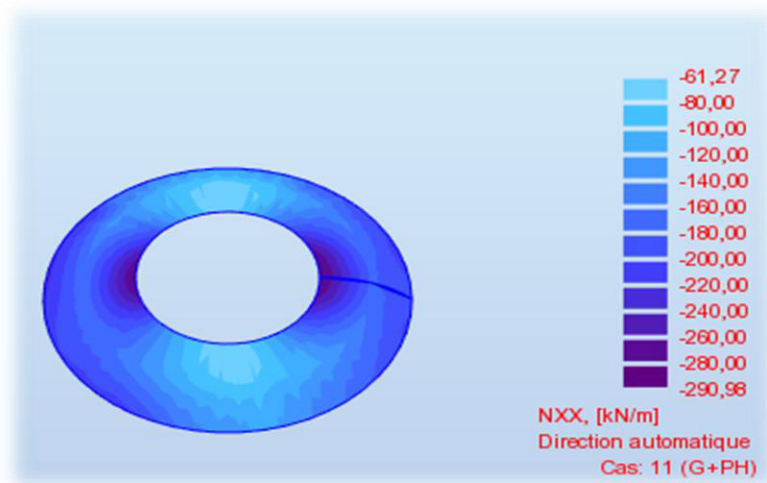


Figure 29 : Cartographie de la coupole de fond ELS

Due à la pression hydrostatique, nous remarquons clairement que les efforts dans la coupole de fond sont tous des efforts de compression suivant le parallèle comme suivant le méridien.

➤ **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, avec un espacement de 12cm.

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

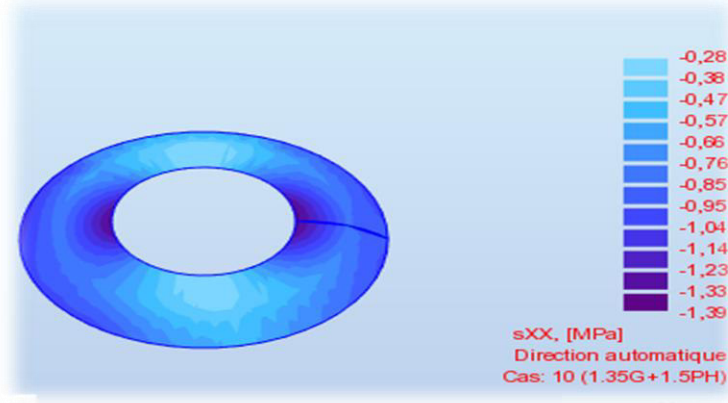


Figure 30 : Cartographie de la contrainte de compression

On remarque que la contrainte de compression $\sigma_b = 1.39 \text{ MPa} < \sigma_b = 17 \text{ MPa}$ (la contrainte admissible).

En conclusion, l'épaisseur de la coupole est maintenue

VII.2.5. La cheminée :

- **Caractéristique géométrique :**

- ✓ Hauteur : 11.1m
- ✓ L'épaisseur : 20cm
- ✓ Diamètre : 2m

- **Les efforts internes à ELU :**

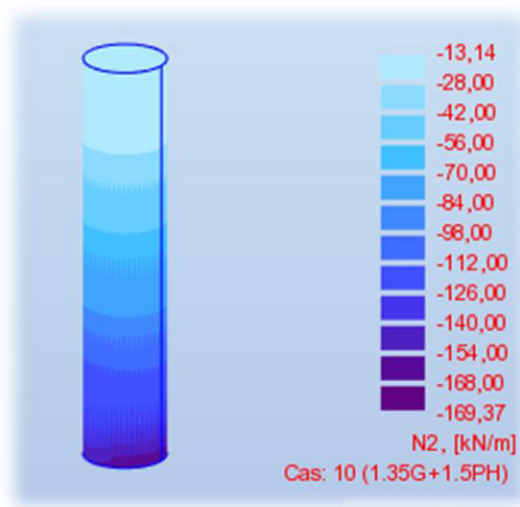


Figure 31 : Cartographie de la cheminée ELU

Les efforts internes à ELS :

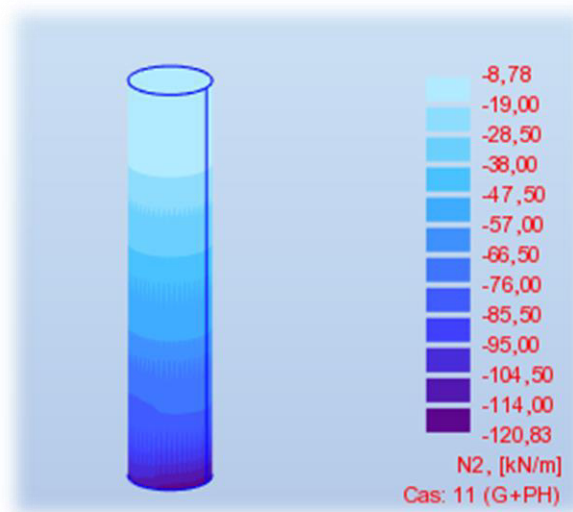


Figure 32 : Cartographie de la cheminée ELS

Ici, on observe une décroissance des efforts de compression de la base jusqu'au sommet.

Pour le ferrailage nous allons adoptés le même ferrailage que dans le chapitre IV :

6HA12/ml avec un espacement de 15cm pour ferrailage horizontale (cerces).

Et des barres 6HA12 avec un espacement de 15cm pour les armatures verticales.

- **Vérification de l'épaisseur de la cheminée :**

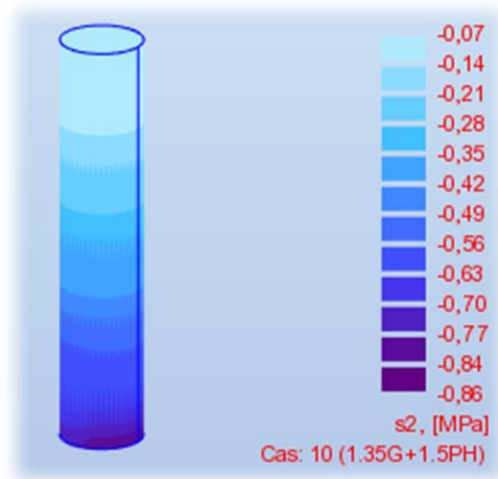


Figure 33 : Cartographie des contraintes de compression

On remarque que les contraintes de compression $\sigma_b = 0.86\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 17\text{MPa}$ (la contrainte admissible) est bien inférieure à la contrainte admissible.

En conclusion l'épaisseur de la cheminée est maintenue.

VII.2.6. Le fût :

Il est sollicité par les sollicitations d'ensemble (le fût est considéré comme une console encastrée dans le sol et est soumis à un moment fléchissant M , un effort normal N et un effort tranchant T) et les sollicitations locales (elles sont dues aux moments d'ensevelissement qui provoquent des flexions locales). Sous les sollicitations d'ensemble.

- **Caractéristiques géométriques :**
 - ✓ Hauteur : 20m
 - ✓ L'épaisseur : 40cm
 - ✓ Diamètre intérieur : 4m
 - ✓ Diamètre extérieur : 4.80m

- Les efforts internes (N ; T ; M) :

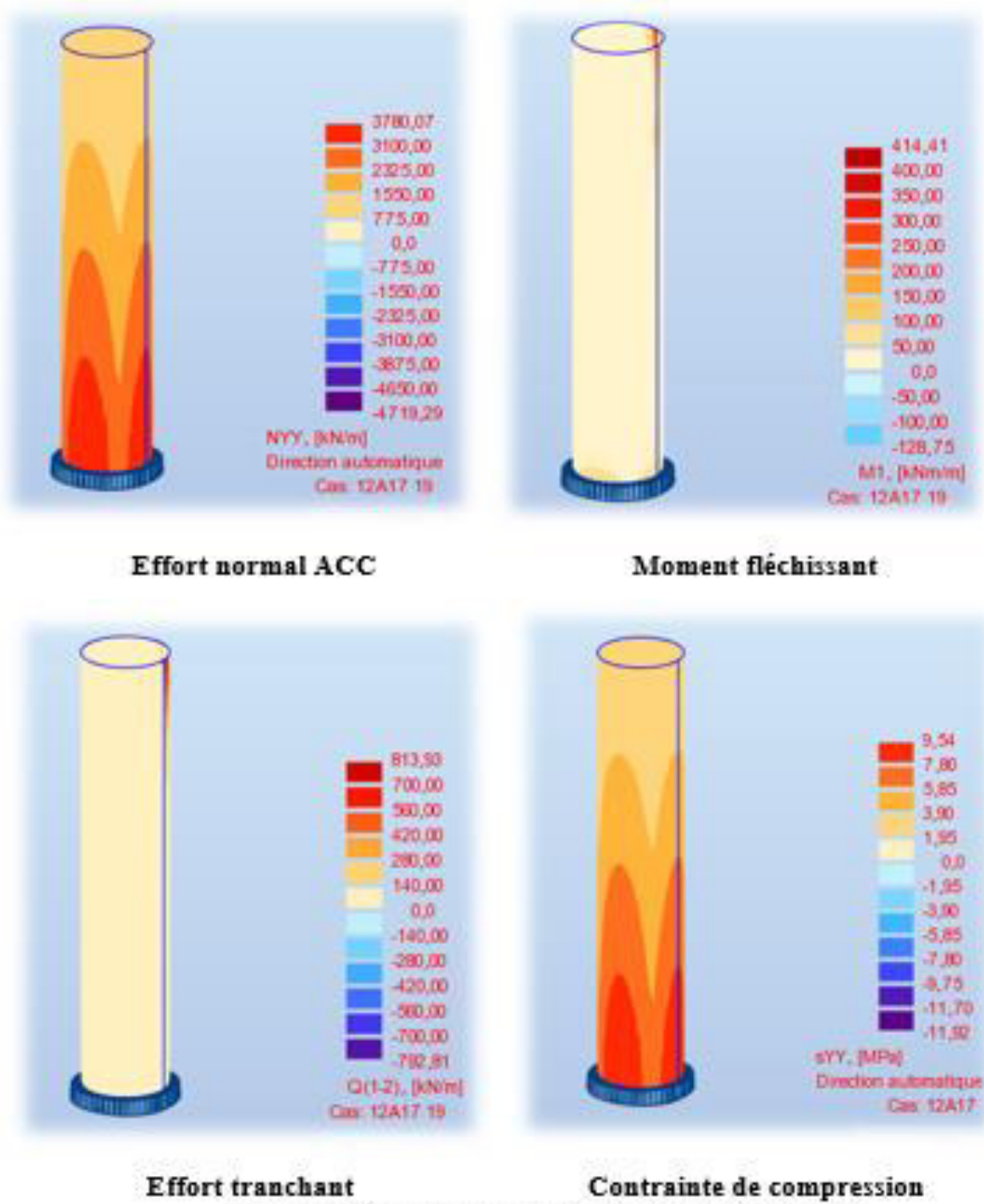


Figure 34 : Cartographie des efforts dans le fût

Figure 34 : Cartographie des efforts dans le fût

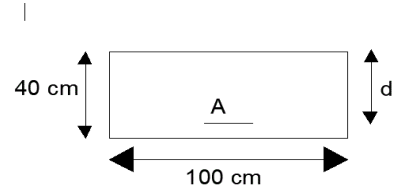
➤ **Ferraillage de fût :**

La section du fût est soumise à des efforts normaux (N), aux moments fléchissant, et des efforts tranchants, les armatures seront calculées en flexion composée.

$$\begin{cases} N = 3780.07 \text{ KN.} \\ M = 414.41 \text{ KN.} \end{cases}$$

La section de calcul $b \times 100 \text{ cm}$ avec $b = 40 \text{ cm}$

Nous allons calculer les armatures à l'aide du logiciel expert béton armé 2010.



Calcul de section en flexion composée :

Résultats :

Section d'acier :

Section théorique $As1 = 39.7 \text{ cm}^2$ section théorique $As2 = 39.7 \text{ cm}^2$

Section minimum $As \text{ min} = 40 \text{ cm}^2$ section maximum $As \text{ max} = 200.0 \text{ cm}^2$

Choix :

Armature verticale : 2 x 8HA25/ml avec un espacement de 12cm.

Armature horizontale en cerces : 4HA16/ml avec un espacement de 20cm.

Passerelle : (palier de repos).

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

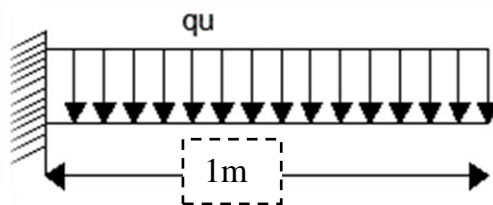


Figure 35 : Schéma statique de la marche porteuse

• **Etat limite ultime (E.L.U) :**

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

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

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

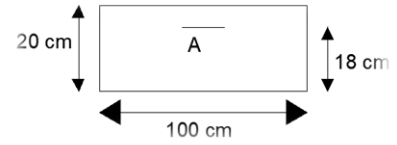
$$\mu = M_u / (\sigma_b \times b \times d^2) = 4800 / (17 \times 100 \times 18^2) = 0.0087$$

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

$$1000\varepsilon_b > 1000\varepsilon_s \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s = 400/1.15 = 348 \text{MPa.}$$

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

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



• **Détermination des armatures :**

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

• **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2$$

$$A_l = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \text{ alors } A_l = 1.6 \text{cm}^2$$

• **Choix des armatures**

$$4\text{HA}10 \longrightarrow A = 3.14 \text{cm}^2/\text{ml.}$$

• **Etat limite de service :**

$$q_{\text{ser}} = (0.2 \times 1 \times 30) + 1.5 = 7.5 \text{KN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = -(q_{\text{ser}} \times L^2) / 2 = -(7.5 \times 1^2) / 2 = -3.75 \text{KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \sigma_s = 0.6 \times f_{c28} = 18 \text{MPa.}$$

$$\text{Avec } \gamma = M_u / M_{\text{ser}} = \frac{4.8}{3.75} = 1.28$$

$$\frac{1.28 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.39 > \alpha = 0.011$$

Conclusion

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 18\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

} → les armatures calculées à ELU seront maintenues

$$\text{Armature de répartition : } A_r = \frac{A_l}{4} = 0.4\text{cm}^2 / \text{ml.}$$

Armature principale : 4HA10 / ml.

Armatures de répartition : 4HA8/ml.

VIII. Fondation :

VIII.1. Introduction :

La fondation est une partie essentielle de l'ouvrage en général et de l'infrastructure en particulier, car comme elle est en contact avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol à savoir : le poids propre de l'ouvrage, les surcharges d'exploitation les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de la fondation dépend essentiellement de la forme de la superstructure, de la nature du sol et de sa capacité portante.

Pour ce genre de construction soumise au moment de renversement et présentant un axe de révolution, on choisira un radier circulaire pour garder les mêmes axes d'inertie, de plus seul le radier permet une répartition et une transmission homogène des charges.

VIII.2. Dimensionnement du radier :

VIII.2.1. Calcul de la hauteur du radier :

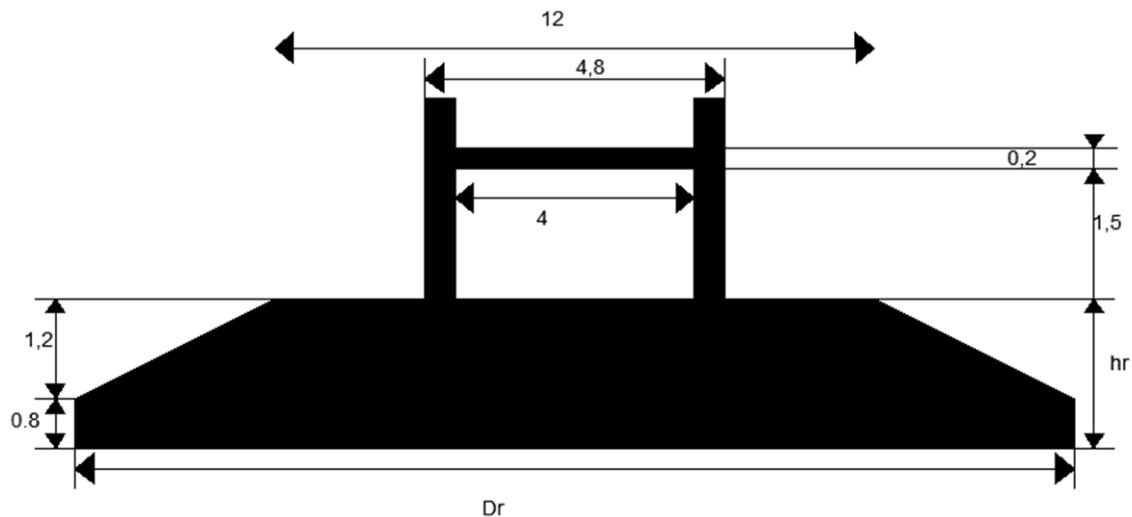


Figure 36 : Dimensions du radier

La hauteur du radier sera déterminée à partir de la condition de non poinçonnement donnée par la formule suivante :

$$h_r \geq \frac{\gamma_b \times Q_u}{0.045 \times U_c \times f_{c28}} \text{ (condition de non poinçonnement)}$$

Avec :

U_c = diamètre du contour au niveau du feuillet moyen.

Q_u : charge de calcul à l'ELU ; $Q_u = 1.35G + 1.5Q$

G : poids de la structure à vide ; $G = 804.296 \text{ t}$

Q : poids de l'eau ; $Q = 1073.124 \text{ t}$

D'où : $Q_u = 2695,486 \text{ t}$

$$U_c = \pi \times \left(\frac{h_r}{2} + 2r_{\text{moy}} + \frac{h_r}{2} \right) = \pi \times (2r_{\text{moy}} + h_r)$$

$$U_c = 3.14 \times (2 \times 4.4 + h_r) = 3.14 \times h_r + 27.63$$

$$h_r \geq \frac{3 \times 2695,486 \times 10^{-2}}{0.045 \times (3.14h_r + 27.63) \times 30} = 1,8\text{m} \Rightarrow \text{on prend : } h_r = 2\text{m}$$

VIII.2.2. Calcul du diamètre du 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.

Le radier est sollicité par un effort normal de compression égal à :

$$N_u = Q_u = 2695,486 \text{ t.}$$

Engendrant une contrainte :

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M}{W} \geq 0$$

$$N = N_u + N_r + N_t$$

$$W : \text{Module de flexion ; } W = \frac{I}{V} = \frac{\pi \cdot D r^3}{32} ; (I = \frac{\pi \cdot D r^4}{64} \text{ et } V = \frac{D r}{2})$$

M et N : étant des sollicitations à la base de la fondation ; $N = N_0 + N_r + N_t$

N_u : Effort normal transmis à la base de fût

$$N_u = Q_u = 2698,486 \text{ t}$$

N_r : poids propre du radier + poids de la partie du fût enterré + poids de la dalle.

$$N_r = \left(\frac{\pi \cdot D_r^2}{4} \times 2 + \frac{\pi}{4} (4,8^2 - 4^2) \times 1,5 + \frac{\pi \cdot 4^2}{4} \times 0,2 \right) \gamma_b$$

$$N_r = 4,71 D_R^2 + 32,41 \text{ avec } : \gamma_b = 3 \text{ t/m}^3$$

N_t = poids des terres.

$$N_t = \left(\frac{\pi}{4} (D_R^2 - 4,8^2) \times 1,5 \right) \gamma_t$$

$$N_t = 2,23 D_R^2 - 51,3 \text{ avec } \gamma_t = 1,89 \text{ t/m}^3$$

D'où :

$$N = 6,94 D_R^2 + 2679,6$$

$$M = M_0 + T_0 \cdot h_T$$

M_0, T_0 sollicitation dues à l'effet hydrodynamique (cuve pleine).

$$h_T = h_r + h_{\text{fût enterré}} = 2 + 1,50 = 3,5 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_0 = 6300,431 \text{ t.m} \\ T_0 = 226 \text{ t} \end{array} \right\} \Longrightarrow M = 7091,461 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{\pi}{4} D_R^2 ; W = \frac{\pi \cdot D_r^3}{32}$$

• **Condition de non soulèvement :**

$$\sigma_2 = \frac{N}{\frac{\pi D_r^2}{4}} - \frac{M}{\frac{\pi D_r^3}{32}} \geq 0 \Longrightarrow N \cdot D_r \geq 8 \cdot M$$

On aura :

$$6,94 D_R^3 + 2679,6 D_R \geq 8 \times 7091,461 \Rightarrow D_R^3 + 386,11 D_R - 8174,59 \geq 0$$

$$D_R \geq 14,03 \text{ m} \Rightarrow D_R = 20 \text{ m}$$

Distribution des contraintes dans le sol :

$$L'excéntricité e = M_u / N_u = \frac{7091,461}{5455,6} = 1,3 \text{ m} < D_r / 8 = 2,5 \text{ m}$$

$D_r / 8$: 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.

$$M_u = 7091,461 \text{ t.m}$$

$$N_u = 5455,6 \text{ t}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \text{ avec : } A = \frac{\pi D_r^2}{4} \text{ et } W = \frac{\pi D_r^3}{32}$$

$$A = 314 \text{ m}^2 \text{ et } W = 785 \text{ m}^3$$

D'où :

$$\sigma_1 = 0.26 \text{ MPa} ; \sigma_2 = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\text{On vérifie que : } \sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 < \sigma_{adm} \Rightarrow 0,22 \text{ MPa} < 0,29 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Donc le diamètre $D_r = 20 \text{ m}$ 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=3)

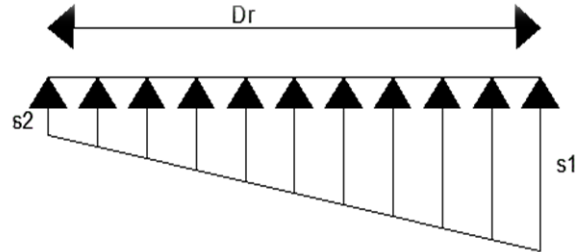
Calcul du moment renversant :

Le moment renversant est donné par : $M_R = M_U + M_S$

$$M_U = 7091,461 \text{ t.m}$$

M_S : le moment d'ensevelissement, dû à l'action dissymétrique de l'ensevelissement qui agit au niveau de la base du fût.

Le calcul du moment d'ensevelissement se fait d'après la méthode exposée dans l'ouvrage (10)



$$M_s = G \times C_s$$

$$G : \text{ poids total de l'ouvrage ; } C_s = F_s \times \left(\frac{z}{Z}\right)^2$$

$$F_s : \text{ Fleche au sommet de l'ouvrage ; } F_s = Z \cdot (\theta_s/2) \text{ avec } \theta_s = \frac{\mu \cdot T \cdot Z}{D_e}$$

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 ($T=30^0$).

D_e : Diamètre extérieur du fût ($D_e = 4,8\text{m}$).

Z : Hauteur totale de l'ouvrage à partir de l'encastrement ($Z = 34,14 \text{ m}$).

z : Position du centre de gravité comptée à partir de l'encastrement ($21,79 \text{ m}$).

$$\theta_s = 2,134 \cdot 10^{-3} ; F_s = 0.036 ; C_s = 0.015.$$

$$M_s = G \times C_s = 1877.4199 \times 0.015 = 28.16 \text{ t.ml}$$

$$M_R = 7091,461 + 28.16 = 7119.621 \text{ t.ml}$$

Calcul du moment stabilisant :

$$M_{st} = N_u \left(\frac{D}{2} - e\right); e = M_R / N_u = \frac{7119.621}{5455,6} = 1.31\text{m}$$

$$M_{st} = 47409.164 \text{ t.m}$$

$$M_{st} / M_R = \frac{47409.164}{7119.621} = 6.7 > 2 \text{ aucun risque au renversement}$$

Vérification au glissement :

$$\text{Condition de stabilité au glissement} = F_H / F_V < f$$

F_H : force horizontale.

F_V : force verticale.

f : coefficient de frottement (béton-terre, $f=0.4$)

$F_H = T_0 = 226\text{t}$ (effort transmit à la structure dû au séisme).

$$F_V = N_u = 5455.6 \text{ t.}$$

$$F_H / F_V = \frac{226}{5455.6} = 0.041 < 0 \text{ aucun risque de glissement.}$$

Conclusion :

En conclusion on peut affirmer que 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. $G = 804.2959 \text{ t}$.

Q : la surcharge d'exploitation (poids d'eau) $Q = 1073.124 \text{ t}$.

$$\text{ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 2695.485 \text{ t}$$

$$\text{ELS : } P_s = G + Q = 1878.42 \text{ t}$$

$$\text{La surface du radier : } S = \pi.r^2 = 314\text{m}^2$$

❖ La sous-pression (réaction du sol) :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \frac{2695.485}{314} = 8.584 \text{ t/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_s = \frac{1878.42}{314} = 5.982 \text{ t/m}^2$$

❖ La pression par mètre linéaire :

$$\text{ELU : } P_{lu} = \frac{P_u}{2 \times \pi \times r_0} = \frac{2695.485}{2 \times \pi \times 2.4} = 178.84 \text{ t/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{lser} = \frac{P_{ser}}{2 \times \pi \times r_0} = \frac{1878.42}{2 \times \pi \times 2.4} = 124.63 \text{ t/ml}$$

❖ Calcul des efforts dans le radier :

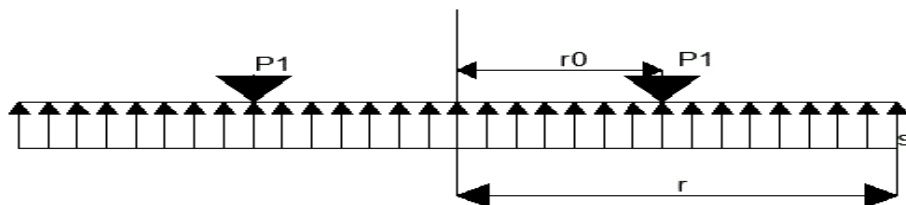


Figure 37 : Schéma statique

En appliquant le principe de la superposition des diagrammes par la formule de Timoshenko :

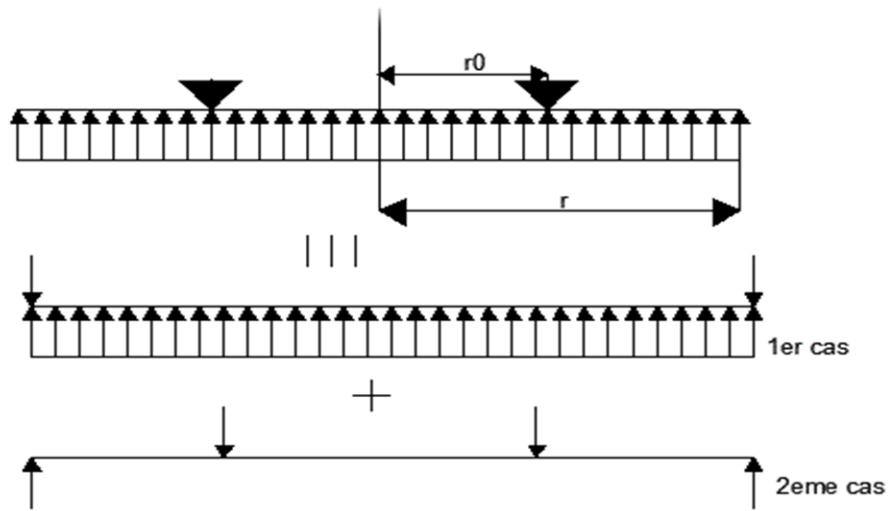


Figure 38 : Schéma statique de la superposition

❖ **1^{er} cas** : appliquons la formule de Timoshenko :

$$\text{Moment radial : } M_r = -\frac{6}{16} (3 + \nu) (r^2 - x^2)$$

$$\text{Moment tangentiel : } M_\varphi = -\frac{6}{16} ((3+\nu) r^2 - (1+3\nu) x^2)$$

Avec :

σ : la sous pression.

V : le coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \text{ ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ ELS} \end{cases}$

ELU:

$$M_r = 1.61x^2 - 160.95$$

$$M_\varphi = 0.54x^2 - 160.95$$

ELS :

$$M_r = 1.12x^2 - 112.163$$

$$M_\varphi = 0.37x^2 - 112.163$$

Tableau 22 : Tableau récapitulatif des moments fléchissants

x	ELU (t.m)		ELS (t.m)	
	M _r	M _φ	M _r	M _φ
0	-160,95	-160,95	-112,163	-112,163
2.4	-157,086	-159,654	-109,475	-111,275
10	0	-155,55	0	-108,463

❖ 2^{ème} cas : la formule de Timoshenko pour ce 2^{ème} cas est la suivante :

Pour : $0 \leq x \leq r_0$

$$M_r = M_\phi = \frac{6}{4} \left((1 - \nu) \left(\frac{r^2 - r_0^2}{2} \right) - r^2(1 + \nu) \log \frac{r_0}{r} \right)$$

$$\text{ELU: } M_r = M_\phi = \frac{8.584}{4} \left((1 - 0) \left(\frac{10^2 - 2.4^2}{2} \right) - 10^2(1 + 0) \log \frac{2.4}{10} \right) = 234,13 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS: } M_r = M_\phi = \frac{5,982}{4} \left((1 - 0,2) \left(\frac{10^2 - 2.4^2}{2} \right) - 10^2(1 + 0,2) \log \frac{2.4}{10} \right) = 130,53 \text{ t.m}$$

Pour : $r_0 \leq x \leq r$

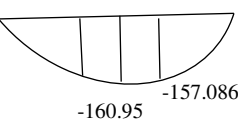
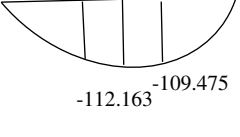
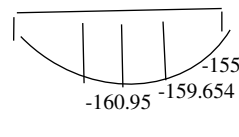
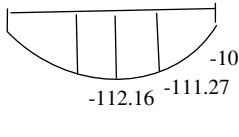
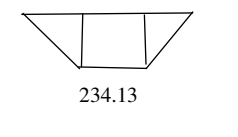
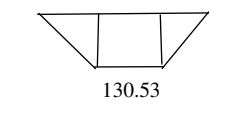
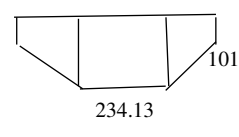
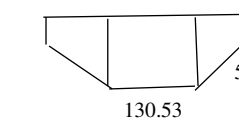
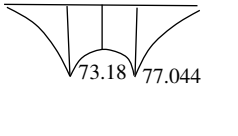
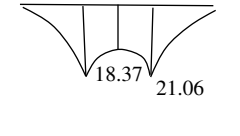
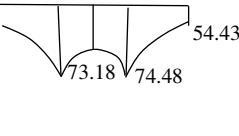
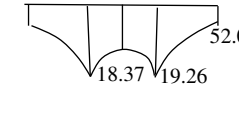
En particulier pour $x = r \Rightarrow M_r = 0$

$$M_\phi = \frac{p \cdot r_0}{4} \left[(1 - \nu) \left(1 - \frac{r_0^2}{r^2} \right) \right]$$

$$\text{ELU : } M_\phi = \frac{178.84 \times 2.4}{4} \left[(1 - 0) \left(1 - \frac{2.4^2}{10^2} \right) \right] = 101.123 \text{ t.m}$$

$$\text{ELS : } M_\phi = \frac{124.63 \times 2.4}{4} \left[(1 - 0.2) \left(1 - \frac{2.4^2}{10^2} \right) \right] = 56.377 \text{ t.m}$$

Tableau 23 : Tableau récapitulatif des diagrammes des moments fléchissant

Cas	Moment radial Mr		Moment tangentiel Mφ	
	ELU	ELS	ELU	ELS
1 ^{er}				
2 ^e				
Superpositio				

VIII.2.4.2. Calcul de ferrailage :

➤ **Armature radiale :**

Le calcul se fait à l'ELU et l'ELS pour une bande de 1m de largeur en fissuration préjudiciable.

ELU :

$$M_{ru} = 77.044 \text{ t.m /ml}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ru}}{6b.b.d^2} = \frac{770440}{17 \times 100 \times 195^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

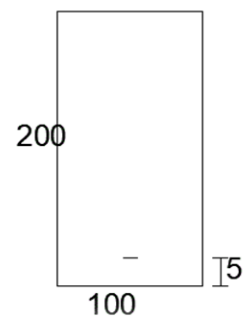


Figure 39 : Section de calcul

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.94$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_{ru}}{\sigma_s \beta d} = \frac{770440}{348 \times 0.94 \times 195} = 12.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS:

$$M_{rser} = 21.055 \text{ t.m/ml}$$

$$\alpha_r = 15\bar{\sigma}_{bc} / (15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s) = 0.605 \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} ; \quad \bar{\sigma}_s = 176,36 \text{ MPa}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.241$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 1649.524 \text{ t.m}$$

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

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 155.675 \text{ cm}$$

$$A_{rser} = M_{rser} / (z_r \bar{\sigma}_s) = 7.67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 26.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$A_{r \text{ inf}} = \max (A_u, A_{min}, A_{ser}) = 26.91 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{soit } 8\text{HA}20 \text{ pour } A_{r \text{ inf}} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ **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 :

$$M_{\phi u} = 74.476 \text{ m/ml}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{qu}}{6b \cdot b \cdot d^2} = \frac{744760}{17 \times 100 \times 195^2} = 0.012$$

$$\mu = 0.012 < \mu_{AB} = 0.186 \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \implies \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\implies \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_{qu}}{6s \cdot \beta \cdot d} = \frac{744760}{348 \times 0.99 \times 195} = 11.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS:

$$M_{\phi ser} = 19.255 \text{ t.m/ml}$$

$$\alpha_r = 15\overline{\sigma}_{bc} / (15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s) = 0.605 \text{ avec } \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa ; } \overline{\sigma}_s = 176.36 \text{ MPa}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha r}{2} \left(1 - \frac{\alpha r}{3} \right) = 0.241$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} b d^2 \overline{\sigma}_{bc} = 1649.52 \text{ t.m}$$

$$M_{\phi ser} < M_{rb} \implies A'_{ser} = 0$$

$$Z_r = d \left(1 - \frac{\alpha r}{3} \right) = 155.75 \text{ cm}$$

$$A_{\phi ser inf} = M_{\phi ser} / (Z_r \sigma_s) = 7.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \implies A_{min} \geq 26.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$A_{r inf} = \max (A_u, A_{min}, A_{ser}) = 26.91 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies \text{soit } 8\text{HA}20 \text{ pour } A_{\phi inf} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

IX. Equipements hydrauliques :

IX.1. Introduction :

Ce chapitre traitera les équipements hydrauliques comme l'indique le titre. Les canalisations intérieures du château d'eau sont en acier inox, à bride boulonnées, par rapport au diamètre des canalisations externes, les canalisations internes ont un diamètre plus petit.

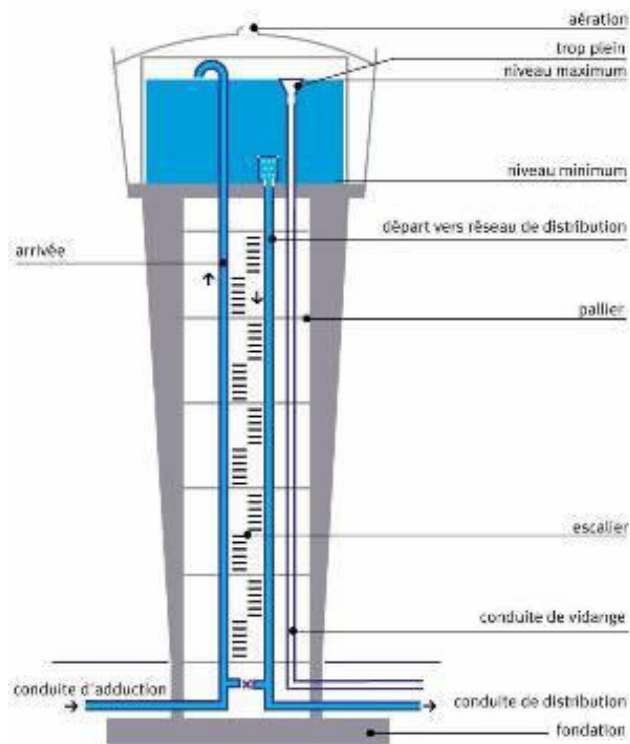


Figure 40 : Schéma d'installation des équipements

IX.2. Description des différents éléments :

IX.2.1. Conditions d'amenée d'eau (conduite d'arrivée):

Elle traverse la cuve jusqu'au-dessus du niveau-trop plein et l'alimente par jet à l'aire libre ; parfois, pour éviter que la perte d'acide carbonique libre provoquée par cette aération rende l'eau incrustante, la conduite d'amenée est prolongée jusqu'au fond de la cuve. Une vanne commandée soit par flotteur, soit électriquement ou hydrauliquement, obstrue la canalisation quand le niveau de trop-plein est atteint.

IX.2.2. Conduite de distribution d'eau :

Elle puise l'eau dans une cuvette au fonds de la cuve, à travers une crépine, son diamètre est souvent plus important que celui de la conduite d'amenée, compte-tenu des débits de pointe qu'elle doit véhiculer.

Cette crépine permet de filtrer l'eau rentrant dans la conduite de distribution d'eau.

IX.2.3. Conduite de trop plein :

Elle l'évacue à l'égout, au fossé et au cours d'eau le plus proche, le débit de débordement en cas de défection de la vanne automatique de la conduite d'alimentation. La conduite de vidange la rejoint sous la cuve.

IX.2.4. Conduite de vidange :

Pour permettre l'inspection, le nettoyage du réservoir ainsi d'éventuelles répartitions, il est nécessaire de pouvoir faire le vidanger. C'est la conduite par laquelle l'eau de cuve est vider, elle est raccordée généralement à la conduite de trop-plein.

Bien entendu, sauf en cas d'urgence, on a intérêt d'effectuer la vidange sur un réservoir préalablement presque vide en exploitation.

IX.2.5. Robinet de vanne :

C'est un dispositif qui sert à arrêter ou modifier le débit d'un fluide liquide.

Conclusion générale :

Ce présent travail élaboré a porté sur l'étude d'un réservoir d'eau en béton armé surélevé de capacité 1000 m³ et sa conception doit répondre aux exigences du règlement parasismique Algérien (RPA).

Notre thème nous a permis non seulement d'élargir nos connaissances dans le domaine de construction en béton armé qui est un domaine très vaste, mais aussi dans le domaine hydraulique. Les logiciels Robot structural et Auto CAD ont été utilisés pour respectivement la modélisation de la structure et l'élaboration des différents plans de construction.

L'objectif de notre projet est la conception, l'analyse et la modélisation d'un château d'eau pour alimenter la commune de Mesra en eau potable. De ce fait nous avons une estimation en eau de la commune 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.

Le prédimensionnement fait, à l'aide du logiciel Robot nous avons procéder à la modélisation de l'ouvrage. Comme la commune de Mesra est dans la zone de sismicité moyenne (zone IIa), nous avons analysé l'ouvrage par les différentes combinaisons.

On tient compte de l'effet hydrodynamique quand la capacité du réservoir est à 1000m³ et plus en zone II et III. 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.

On a opté pour un radier général malgré que le sol soit de bonne qualité, car le chargement est uniforme sur toute la surface du réservoir.

Ce présent travail nous a permis de relever un déficit de faire quelque chose de différent et d'avoir l'opportunité d'élargir nos connaissances acquises durant le cycle de formation notamment dans le domaine de l'hydraulique.

En fin, nous espérons que ce présent projet soit bénéfique du côté pédagogique et puisse servir les futures promotions.

Bibliographie :

- ✚ Pierre Charron « le calcul et la vérification des ouvrages en béton armée ». 6^e édition, publier en 1972
- ✚ Fascicule 74, construction des réservoirs en béton .
- ✚ Traite du béton armé (André Guérin) tome 6.
- ✚ Hydraulique urbaine (A Dupont) tome 2.
- ✚ Belazougue « calcul des ouvrages en béton armé ».
- ✚ Règlement parasismique algérien (RPA 99-2003).
- ✚ Béton armé au états limites (BAEL 91).
- ✚ Hydraulique de Mostaganem : rapport géotechnique de la daïra de Mesra
- ✚ Kone Madou : Conception et étude d'un château d'eau dans la commune de Sanzana (Mali)
- ✚ Bouhoui Yacine et Ouar Ahmed : Etude d'un réservoir de 1500m³

Annexes :