

◆ République Algérienne Démocratique et Populaire ◆

◆ Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique ◆

◆ Université Abderrahmane Mira de Bejaia ◆

◆ Faculté de technologie ◆

◆ Département De Génie civil ◆

mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention de diplôme MASTERII en génie civil

Option : MATERIAUX ET STRUCTURES

THEME :

Etude d'un réservoir d'eau de capacité 1500m³

Réalisé par :

BOUHOUYI Yacine

OUAR Ahmed

Encadré par :

M^{me}: AREZKI.S

Membres de jury :

M^r: Ouretmache

M^{elle}: Boughamsa

◆ 2013/2014 ◆

Remerciements

Toute notre gratitude, grâce et remerciements vont à DIEU le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour donner terme à ce modeste travail.

En préambule à ce mémoire, on souhaitait adresser nos remerciements les plus sincères aux personnes qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

On tient à exprimer notre reconnaissance envers notre promotrice M^{me} AREZKI qui nous a aidé et encadré notre travail ainsi que les membres de jury qui ont eu la gentillesse de lire et corriger ce travail.

On exprime notre gratitude à tous les consultants et internautes rencontrés lors des recherches effectuées et qui ont accepté de répondre à nos questions avec gentillesse.

Sans oublier de remercier nos parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience. Enfin, on s'adresse nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenue et encouragée au cours de la réalisation de ce mémoire.

Merci à tous et à toutes.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE1

CHAPITRE I : Généralités.

I-1.Présentation de l'ouvrage.....3.

I-2.Caractéristique du réservoir.....3.

I-3. Description de l'ouvrage.....3.

I-4.Aspect de réservoir et exigence technique3.

I-5.Les effets à prendre en compte.....3.

I-6.Classification des réservoirs.....4.

I-7.Caractéristique du site.....4.

I-8.Règlements et normes utilisés.....4.

I-9.Définitions et caractéristique mécanique des matériaux.....5.

I-9.1. BETON.....5.

I.9.2.ACIER8.

CHAPITRE II : Avant métré.

II.1.Introduction12.

II.2.Pré dimensionnement des éléments.....12.

II.2.1.Calcul de diamètre de réservoir.....12.

II.2.2.La coupole.....12.

II-3.Descente de charge.....13.

II-3-1.Poids de lanterneau.....13.

II-3-2.Poids de la coupole.....15.

II-3-3.Pré dimensionnement de la ceinture.....17.

II-3-4.Les parois.....18.

II-3-5.Poids de l'eau.....21.

CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires.

III.1.Calcul de lanterneau.....	23.
III.1.1. Calcul de dalle de lanterneau.....	23.
III.1.2.Calcul du voile circulaire.....	32.
III.2.Calcul de coupole de couverture.....	35.
III.2.1.Introduction.....	35.
III.2.2.Méthode de calcul.....	35.
III.2.3. Calcul des tensions.....	36.
III.2.4.Ferraillage de la coupole.....	41.

CHAPITRE IV: Calcul des éléments porteurs.

IV.1. Etude de la ceinture circulaire.....	43.
IV.1.1. Introduction.....	43.
IV.1.2. Détermination des efforts	43.
IV.2. Etude des parois.....	45.
IV.2.1. Méthode de calcul.....	46.
IV.2.1.1. Calcul des éléments du réduction	46.
IV.2.1.1.a. Calcul des éléments de réduction sous la poussée des terres...46.	
IV.2.1.1.b. Calcul des éléments de réduction sous la poussée de l'eau.....47.	
IV.2.2. Calcul de ferraillage.....	48.
IV.2.2.1.Ferraillage a la traction sous la poussée hydrostatique.....48.	
IV.2.2.2. Ferraillage verticale du voile.....49.	
IV.2.3.Vérification.....	50.
IV.2.3.a. Vérification des contraintes pour la poussée des terres.....50.	
IV.2.3.b. Vérification au cisaillement.....	51.
IV.2.3.b.1. Sous la poussée de l'eau.....51.	
IV.2.3.b.2. Sous la poussée des terres.....51.	

IV.2.4. Ferrailage sous la poussée des terres.....	51.
--	-----

CHAPITRE V: Etude hydrodynamique.

V.1. Introduction.....	53.
V.2. Choix de la méthode de calcul.....	55.
V.3. Présentation de la méthode d'Houzner.....	56.
V.4. Hypothèse de calcul	57.
V.5. Organigramme de calcul	57.
V.6. Méthode de calcul	57.
V.6.1. Calcul des actions d'impulsion	57.
V.6.2. Calcul des actions d'ossillation	60.
V.6.3. Calcul des moments de flexion	61.
V.6.4. Calcul des moments de renversement	62.
V.7. Vérification a faire	63.
V.7.1. Etat limite ultime de stabilité	63.
V.7.2. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal.....	64.
V.7.3. Vérification au cisaillement	64.
V.8. CONCLUSION.....	65.

CHAPITRE VI: Etude de l'infrastructure.

VI.1. Introduction.....	66.
VI.2. Rapport de sol.....	66.
VI.2.1. Choix du type des fondations.....	66.
VI.2.2. Combinaison de calcul à considérer.....	66.
VI.3. Pré dimensionnement du Radier.....	67.
VI.3.1. Condition de non poinçonnement.....	67.
VI.3.2. Calcul du diamètre du radier.....	67.
VI.3.3. Condition de rigidité.....	68.
VI.4. Calcul des sollicitations.....	68.
VI.5. Vérification.....	69.
VI.6. Ferrailage du Radier.....	70.

CHAPITRE VII : Equipements hydrauliques.

VII.1. Utilité des réservoirs.....	74.
VII.2. Formes de réservoirs.....	74.
VII.3. MATERIAUX ET TYPE DE CONSTRUCTON DES RESERVOIRS.....	74.
VII.3.1. Type de construction.....	74.
VII .3.1.a. Le choix de types de réservoirs.....	74.
VII.3.2. Volume de réservoirs.....	74.
VII.3.3. Les matériaux des canalisations.....	75.
VII.3.3.a. Les joints.....	75.
VII.3.3.b. Les vannes.....	76.
VII.3.3.c. Les ventouses.....	77.
VII.3.3.d. Les décharges.....	78.
VII.4. La pression dans le réseau.....	78.
VII.5. Problèmes rencontrés dans un réseau d'A.E.P.....	78.
VII.6. Problème de gestion des réseaux d'A.E.P en Algérie.....	79.
 CONCLUSION GENERALE	 80.

Liste des figures :

<i>Figure I.1 : Diagramme contrainte – déformation sous sollicitation de compression du béton.)</i>	7.
<i>Figure I.2: Diagramme contrainte- déformation pour l'acier</i>	9.
<i>Figure II.1: Représentation de lanterneau</i>	13.
<i>Figure II.2 : Coupe du voile de lanterneau</i>	14.
<i>Figure II.3 : Evaluation de la pression hydrostatique sur le voile</i>	19.
<i>Figure II.4: Représentation de la paroi de réservoir</i>	21.
<i>Figure III.1: Schéma statique de la dalle reposant sur le voile</i>	23.
<i>Figure III.2 : Diagramme des moments radiaux et tangentiels</i>	25,26.
<i>Figure III.3: Schéma de ferrailage de la dalle circulaire de lanterneau</i>	31.
<i>Figure III.4: Schéma statique du voile circulaire</i>	32.
<i>Figure III.5 : Schéma de ferrailage de lanterneau</i>	34.
<i>Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la coupole</i>	42.
<i>Figure IV.1: Représentation des efforts entre la coupole et la ceinture</i>	43.
<i>Figure IV.2: Schéma de ferrailage de la ceinture</i>	44.
<i>Figure IV.3: Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée des terres</i>	47.
<i>Figure IV.4: Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée de l'eau</i>	48.

Figure IV.5: Schéma de ferrailage de la paroi.....	52.
Figure V.1: Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion.....	54.
Figure V.2 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillations sur les parois.....	54.
Figure V.3: Modèle à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_o (oscillation).....	54.
Figure V.4 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation actions sur les parois et sur la basse.....	55.
Figure V.5: Organigramme de l'étude hydrodynamique approchée par la méthode de Housner.....	57.
Figure VI.1: Coupe vertical de radier.....	68.
Figure VI.2: Diagramme de moment tangentiel.....	72.
Figure VI.3: Diagramme du moment radial.....	72.
Figure VI.4: Schéma de ferrailage de radier.....	73.
Figure VII.1 : Les différents types de joints : a) mécanique, b) à emboîtement, c) à bride.....	76.
Figure VII.2: Les différents types de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression....	77.
Figure VII.3: Types de ventouses : a) ventouse à petites quantités d'air b) ventouse à grandes quantités d'air c) ventouse universelle.....	77.

Liste des tableaux:

<i>Tableau I.1: Valeurs de θ en fonction de la durée</i>	7.
<i>Tableau I.2: Caractéristiques mécaniques des aciers</i>	8.
<i>Tableau I.3: Valeur minimale d'enrobage</i>	10.
<i>Tableau II.1: Le poids de l'étanchéité et l'enduit de ciment</i>	14.
<i>Tableau II.2 : Valeurs des poids surfacique des trois couches</i>	16.
<i>Tableau II.3 : Le poids des différents éléments du réservoir</i>	22.
<i>Tableau III.1: Résumé des résultats</i>	24.
<i>Tableau III.2: Résumé des résultats</i>	25.
<i>Tableau III.3: Combinaison des efforts a l'ELU et l'ELS</i>	41.
<i>Tableau IV.1: Valeurs des sollicitations sous la poussée des terres</i>	46.
<i>Tableau IV.2 : Valeurs des sollicitations sous la poussée de l'eau</i>	47.
<i>Tableau IV.3: Ferrailage sous la poussée hydrostatique</i>	48.
<i>Tableau IV.4: Les résultats après le calcul</i>	50.
<i>Tableau IV.5: Vérification de σ_{bc} pour la poussée des terres</i>	51.
<i>Tableau V.1: Valeurs de pénalité p_q</i>	59.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale:

Les réservoirs sont utilisés depuis l'antiquité voir l'ère des égyptiens, dans différents domaines, et sous différentes formes géométriques.

Le développement technologique a permis néanmoins de construire des constructions beaucoup plus importante et fascinante tel que des châteaux d'eau, les silos et les réservoirs de grande capacité de stockage voir plus de $10,000 \text{ m}^3$, qui doivent répondre entre autre à des conditions de résistance et de durabilité mais également à la condition d'économie qui est un point crucial en ingénieries.

Vu la déformation irréversible de sol lors du séisme, les ouvrages et les éléments de l'ouvrages doivent être conçus et calculé d'une manière a pouvoir résister à toutes les sollicitations prévus et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage , tout ça dans le but de garantir une sécurité aux vies humaines et aux biens matériels .

La flexibilité du sol d'assise modifie le comportement dynamique de la structure supportée qui, en retour, engendre des forces d'interaction qui perturbent le mouvement du sol. Ce phénomène désigné par interaction sol-structure constitue un domaine de recherche multidisciplinaire qui reste actif compte tenu de la complexité des phénomènes concernés. Les recherches, toujours en cours, visent à résoudre une multitude de problèmes rencontrés tant dans la pratique que dans la modélisation numérique.

Vu notre ouvrage contient un liquide, alors l'interaction fluide-structure est à tenir en compte. (Voir chapitre hydrodynamique)

L'objectif de notre travail est « l'étude d'un réservoir de capacité 1500 m^3 en béton armé » qui est classé par le RPA comme un ouvrage d'importance vitale, il est situé dans la zone de moyenne sismicité.

Pour bien mener l'étude, nous avons élaboré le plan de travail suivant :

Chapitre 1: Généralités.

Chapitre 2: Avant métré.

Chapitre 3: Etudes des éléments secondaires.

Chapitre 4: Etudes des éléments porteurs.

Chapitre 5: Etude hydrodynamique.

Chapitre 6: Etude de l'infrastructure (radier général).

En fin on terminera l'étude par une conclusion générale qui résumera les points essentiels qu'on a découvert sur ce projet.

CHAPITRE

/

Généralités

I-1. Introduction :

Notre travail consiste à faire l'étude génie civil d'un réservoir circulaire en béton armé, semi-enterré de capacité 1500 m^3 , ce dernier est destiné à alimenter le village d'IGHIL N'TALA à Bejaia, qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa), il est classé dans le groupe d'usage 1A (ouvrage d'importance vitale) selon la classification du RPA 99 version 2003.

I-2. Caractéristiques du réservoir d'eau :

Les principales caractéristiques sont :

- Capacité de stockage 1500 m^3
- Hauteur totale $H=8,84\text{m}$
- Niveau max du liquide $h= 4.5\text{m}$

Sachant que la densité de liquide $=1\text{t}/\text{m}^3$

I-3. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage est composé de :

- Lanterneau destiné à l'aération de l'ouvrage.
- Coupole sphérique.
- Ceinture circulaire reliant la coupole aux poteaux.
- Paroi (voile cylindrique).
- Radier circulaire.

I-4. Aspect du réservoir et exigence technique :

Pour ce type d'ouvrage, le côté esthétique est primordiale, il est nécessaire de concevoir une forme acceptable, fonctionnelle est économique, cependant les exigences techniques à satisfaire pour ce type d'ouvrage sont :

- ▶ **Résistance** : le réservoir doit résister dans toutes ses parties aux efforts auxquels est soumis.
- ▶ **Etanchéité** : le réservoir doit être étanche c'est-à-dire éliminer toutes les fissures pour éviter toute fuite d'eau qui peut engendrer des effets néfastes sur l'ouvrage.
- ▶ **Durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps, il est conçu à long terme, pour cela le matériau de construction (béton armé) doit conserver ses propriétés (résistance à la compression, à la traction).

I-5. Caractéristiques du site : [8]

La coupe géologique du pénétromètre dynamique est :

De : 0-1m : terre végétale

De : 1-6m : Roche calcaire dur parfois friable

De : 6-8 m : Marne jaune caillouteuse. (Calcarénite)

De : 8-9m : Marne compacte bigarré.

Contrainte admissible du sol : $\overline{\sigma}_a = 1.5$ bars.

I-6. Les effets à prendre en compte :

Pour l'étude d'un réservoir les effets à prendre en compte sont de natures différentes :

- Poids propre de réservoir et de ses ouvrages annexes.
- Charge due au liquide contenu
- Surcharges diverses d'exploitation
- Influence du retrait
- Variations de température
- Intervention du fluage
- Effets climatiques : neige et vent
- Influence des séismes.

I-7. Classification des réservoirs :

Un réservoir est un récipient, bassin dans lequel on accumule, on stocke un fluide, ainsi un réservoir à l'avantage d'être utilisé en tant que moyen de prévention et de régulation.

Les réservoirs de stockage peuvent être classés selon différents critères :

- Selon les matériaux qui les constituent (acier, béton, maçonnerie...);
- Selon leurs implantation (enterrés, semi-enterrés, surélevés);
- Selon leurs formes (cylindrique, sphérique, semi sphérique...);
- Selon leurs positions (vertical, horizontale, ...);
- Selon la nature du produit à stocker (huile, eau, hydrocarbure,...);

Le choix de la forme à adopter pour les très grands réservoirs se fait selon la nature du produit à stocker (eau, hydrocarbures, déchets nucléaires,...).

I-8. Réglementation et normes utilisées :

- Règlement parasismique Algérien RPA99 version2003.
- BAEL91.
- DTRBC2.2 charges et surcharges.
- CBA93.

I-9. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux :

I. 9.1. Béton :

- **Définition :** Le béton est un mélange de matériaux (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau et éventuellement des adjuvants.

- **Composition :**

√ **Le ciment :** C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

√ **Les granulats :** Ce sont des matériaux provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages on distingue:

-Les granulats naturels : utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

-Les granulats provenant du concassage des roches.

√ **Les adjuvants :** Ce sont des produits qui s'ajoutent à faible proportion au béton, dont le but d'améliorer certaines propriétés, dont on peut citer : les fluidifiants, les plastifiants, les accélérateurs et retardateurs de prise.

- ♣ **Dosage :** Le dosage de béton pour notre ouvrage est :

- 350kg/m³ pour les voiles et la coupole.
- 400kg/m³ pour le radier.

√ **Les résistances caractéristiques du béton :**

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la compression. Il est nécessaire d'effectuer des essais à des âges différents pour connaître l'évolution de cette résistance dans le temps. La contrainte de référence correspond à l'âge de 28 jours.

√ **Caractéristiques mécaniques :**

- **La résistance à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge 28 jours ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL Pour : $j \geq 28$ jours: $f_{cj} = f_{c28}$.

Pour : $j < 28$ jours: $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log (j+1)$.

D'après **CBA 93** on a pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours [2]:

Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa : $f_{cj} = f_{c28} [j / (4,76 + 0,83j)]$. (Art: A.2.1.1)

Pour $f_{c28} > 40$ MPa: $f_{cj} = f_{c28} [j / (1,40 + 0,95j)]$. (Art: A.2.1.1)

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Pour 1 m^3 de béton courant doser à 450 kg/m^3 , la résistance moyenne est comprise entre 30Mpa et 35Mpa.

■ **La résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

■ **Module de déformation longitudinale du béton:**

a) **A court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3}$$

b) **A long terme :**

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Ce module est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 * f_{cj}^{1/3}$$

- **Le coefficient de Poisson :** Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale :

ν = Déformation Transversale/Déformation Longitudinale.

On admet que :

- A l'ELU : $\nu = 0$ (béton fissuré)
- A l'ELS : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré). CBA93 (Art : A. 2. 1. 3)

■ **Module de déformation transversale :**

Il est donné par la formule suivante:

$$G = E_{ij} / 2(\nu + 1)$$

■ **Contrainte limite du béton:**

1) **Contrainte ultime de calcul :** Elle est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Avec } f_{bu} : \text{Contrainte de calcul.}$$

γ_b : Coefficient de sécurité ;

}	1.15 Situation accidentelle.
	1.5 Situation durable.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont données dans le tableau suivant :

θ	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heures

Tableau I.1: Valeurs de θ en fonction de la durée.

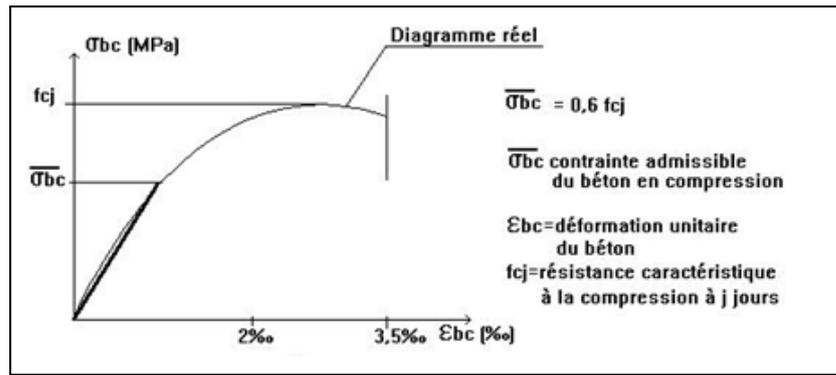


Figure 1.1 : Diagramme contrainte – déformation sous sollicitation de compression du béton.

Le diagramme contraintes-déformations (σ - ε) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit (parabole-rectangle).

$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ raccourcissement unitaire du béton à la compression.

$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ raccourcissement unitaire du béton à la flexion simple.

2) Contrainte de calcul a l'ELS : Le but recherché est de limiter la formation des fissures à la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

$$\sigma_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

3) Contrainte de cisaillement du béton : La contrainte admissible dans le cas des armatures est limitée comme suite :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa \right]$$

Pour : $f_{cj} = 25MPa$ $\bar{\tau}_u = 3,33MPa$.

- Dans le cas de la fissuration nuisible où très nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa \right]$$

Pour : $f_{cj} = 25MPa$ $\bar{\tau}_u = 2,50MPa$

I. 9.2.Acier :

- **Définition:** Ils sont destinés à reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton serait incapable de supporter seul.

Les armatures utilisées dans la construction sont les suivantes :

<i>Nuance</i>	<i>Acier doux</i>	<i>Acier (HA)</i>	<i>Treilles soudé</i>	
<i>Désignation</i>	F _c E215	F _c E400	d ≥ 6mm	TSL500
	F _c E235	F _c E500	Ø < 6mm	TSL250

Tableau I.2: Caractéristiques mécaniques des aciers

- **La limite d'élasticité « f_e » :**

C'est la plus grande force (appliquée par unité de section initiale) au-delà de laquelle le métal conserve une déformation permanente c'est-à-dire la limite de conservation de sa géométrie.

- **La résistance à la traction (rupture) « f_t » :** C'est la plus grande force (appliquée par unité de section initiale) que le métal peut supporter en traction avant la rupture.
- **Allongement à rupture « ε_{st} » :** C'est l'allongement rémanent de la longueur de l'éprouvette d'essai exprimé en % de la longueur initiale, c'est-à-dire l'allongement maximal tolérable avant la rupture.
- **Module d'élasticité « E » :** Expriment la rigidité du métal, c'est le facteur de proportion entre la contrainte appliquée à une barre et l'allongement relatif de cette barre dans le domaine élastique.
Pour l'acier F_cE : E=21000 N/mm².

- **Contraintes limites : [1]**

a) **A ELU:** Elle est donnée par :

- $\sigma_s = f_e / \gamma_s$ si : $\varepsilon_s \geq f_e / E_s \cdot \gamma_s$.
- $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$ si : $\varepsilon_s < f_e / E_s \cdot \gamma_s$.

γ_s : Coefficient de sécurité, tel que: $\gamma_s = 1,15 \dots \dots \dots$ Dans le cas courant.

$\gamma_s = 1,00 \dots \dots \dots$ Dans le cas accidentel.

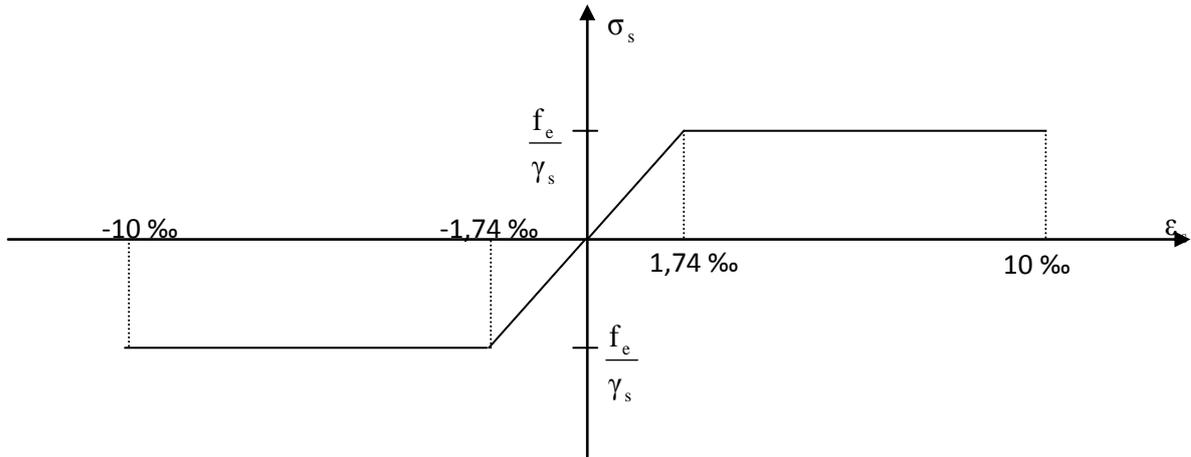


Figure I.2: Diagramme contrainte- déformation pour l'acier.

b) A l'ELS : Son but est de limiter la probabilité d'ouvertures de fissures préjudiciables

suivant la situation de l'ouvrage, et la naissance de la fissuration :

- ♣ Dans le cas de la fissuration peu nuisible :

Il n'est y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposé par l'ELU.

- ♣ Dans le cas de la fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min (2/3 f_e; 110 (\eta f_{t28})^{1/2}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art: A. 4. 5. 32)}$$

- ♣ Dans le cas de la fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma_s} = \min (0, 5 f_e; 90(\eta f_{t28})^{1/2}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art: A. 4. 5. 32)}$$

Où η : est le coefficient de la fissuration, tel que :

- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA). $\phi \geq 6\text{mm}$.
- $\eta = 3$ pour les aciers à haute adhérence (HA) de $\phi < 6\text{mm}$.

► **Protection des armatures :**

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Soit « e » l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

<i>Exposition et nature de l'ouvrage</i>	<i>Valeur minimale de « e »</i>
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5cm
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, à l'égard de la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Tableau I.3: Valeur minimale d'enrobage.

Pour les ouvrages hydrauliques et les éléments en contact avec du liquide (eau), l'enrobage des armatures est de 5cm.

I-10. Combinaisons de calcul : [4]

- Combinaisons fondamentale :

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \end{cases}$$

- Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G+Q+E ; G+Q-E \\ 0.8G+E ; 0.8G-E \end{cases}$$

CHAPITRE

//

Avant métré

II.1.Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/version2003, BAEL91 modifié 99 et du CBA93.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II-2.Pré dimensionnement des éléments:

II-2-1.Calcul du diamètre du réservoir :

● *Le diamètre intérieur (D_{int}):*

$$\text{On a: } V=S*h = (\pi D_{int}^2/4)*h \Rightarrow D_{int} = \sqrt{4V/\pi h}$$

V : étant le volume d'eau du réservoir

h : la hauteur d'eau on la fixe a priori 4,5m, puis on cherche le diamètre.

$$\text{Alors : } D_{int} = \sqrt{4 * \frac{1500}{3.14*4.5}} = 20.6 \text{ m}$$

On prend $D_{int} = 21\text{m}$.

Le diamètre extérieur (D_{ext}):

$$D_{ext} = D_{int} + 2e_v \quad \text{avec } e_v : \text{l'épaisseur du voile.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e_v \geq H/20 = 500/20 \Rightarrow e_v \geq 2 \text{ cm} \\ e_{min} \geq 5\text{cm.} \end{array} \right.$$

\Rightarrow On prend l'épaisseur du voile $e_v = 30 \text{ cm}$.

Donc: $D_{ext} = 21.6\text{m}$

II-2-2 La coupole :

➤ **La flèche(f):**

On peut déterminer la flèche à partir de la formule suivante:

$$f = 0.104 * D_{int} \quad [6]$$

$$f = 0.104 * 21 = 2.184\text{m.}$$

On va prendre alors : $f=2,2m$.

➤ **Le rayon(R_c):**

$$D^2/4=f(2R_c-f) \Rightarrow R_c= [(D^2/4f) + f] / 2$$

$$R_c= [(21^2/4*2.2) + 2.2] / 2 \quad ; \quad R_c=26.16m$$

➤ **Le choix de l'épaisseur de la coupole: [5]**

Dans le cas courant l'épaisseur de la coupole au sommet varie de 6 à 8 cm et à la base de 10 à 12 cm.

donc on prend ; $e=12$ cm le long de la coupole.

II-3.Descente de charge:

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol.

II-3-1.Poids de lanterneau :

Lanterneau est constitué d'une dalle et un voile circulaires, il est représenté dans la figure suivante:

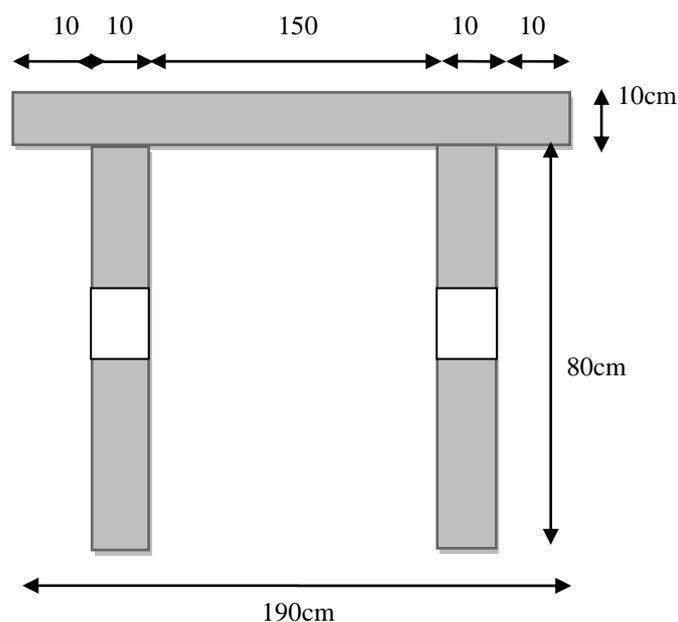


Figure II.1: Représentation de lanterneau.

■ **Le poids propre de la dalle :**

Nous avons:

-Le diamètre de la dalle circulaire : $D_d=190 \text{ cm}$.

-L'épaisseur de la dalle circulaire : $e_d=10 \text{ cm}$.

-La masse volumique de béton : $\gamma_b=25 \text{ KN/m}^3$.

Donc :

$$P_d = \gamma_b e_d \pi D_d^2 / 4 = 25 * 0.1 * 3.14 * 1.9^2 / 4$$

$$P_d = 7.08 \text{ KN}$$

■ **Le poids de l'étanchéité et l'enduit de ciment:**

On calcul d'abord leur poids surfacique G :

Elément	Epaisseur(m)	Poids surfacique G (KN/m ²)
Etanchéité	0.02	0.12
Enduit de ciment	0.02	0.2
		$\Sigma G = 0.32 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.1: Le poids de l'étanchéité et l'enduit de ciment.

Donc leur poids propre est: $P_e = G (\pi D^2 / 4)$

$$P_e = 0.32 * 3.14 * 1.9^2 / 4$$

$$P_e = 0.91 \text{ KN}$$

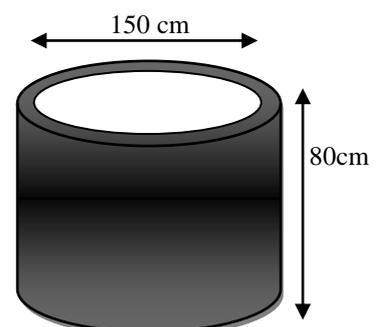
■ **Le poids de voile circulaire de lanterneau :**

On a:

Le diamètre intérieur du voile: $\varphi_{\text{int}} = 150 \text{ cm}$.

Le diamètre extérieur du voile: $\varphi_{\text{ext}} = 170 \text{ cm}$.

La hauteur du voile: $h = 80 \text{ cm}$.



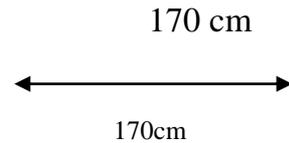


Figure II.2: Coupe du voile de lanterneau.

◆ *Le poids du voile sans ouverture :*

$$\dot{P}_v = (\pi/4) h \gamma_b (\varphi_{ext} - \varphi_{int})$$

$$\dot{P}_v = (3.14/4) * 0.8 * 25 * (1.7^2 - 1.5^2)$$

$$\dot{P}_v = 10.05 \text{ KN.}$$

Puisque le voile contient des ouvertures, on doit minorer le poids du voile de 20%.

◆ *Le poids du voile avec ouverture :*

$$P_v = 0.8 * 10.05$$

$$P_v = 8.04 \text{ KN.}$$

Donc : $P_{lanter} = P_d + P_v + P_e = 7.08 + 8.04 + 0.91$

$$P_{lanter} = 16.03 \text{ KN}$$

La charge d'exploitation :

La charge d'exploitation à prendre est : $\dot{Q} = 1 \text{ KN/m}^2$ [3]

$$Q = (\pi D^2/4) \dot{Q} = (3.14 * 1.9^2/4) * 1 ; \quad Q = 2.83 \text{ KN.}$$

D'où : - La charge permanente sur le lanterneau est : $G = P_{lanter} = 16.03 \text{ KN.}$

- La charge d'exploitation sur le lanterneau est : $Q = 2.83 \text{ KN.}$

III-3-2. Le poids de la coupole :

Le poids propre de la coupole est :

$$G_c = e * \gamma_b = 0.12 * 25 = 3 \text{ KN/m}^2.$$

Caractéristiques de l'ouvrage :

$$r = 10.5 \text{ m}$$

$$L = 2r = 21 \text{ m}$$

$$R_c = 26.16 \text{ m}$$

$$f = 2.2 \text{ m}$$

Calcul des surfaces de la coupole :

◆ *La surface de la coupole sans ouverture:*

$$S_1 = 2\pi R_c f = 2 * 3.14 * 26.16 * 2.2$$

$$S_1 = 361.43 \text{ m}^2$$

◆ *La surface de l'ouverture sur la coupole:*

$$S_2 = \pi D_0^2 / 4 \quad \text{avec } D_0: \text{ le diamètre de l'ouverture sur la coupole.}$$

$$S_2 = 3.14 * (1.1)^2 / 4 = 0.95 \text{ m}^2$$

◆ *La surface de la coupole avec ouverture:*

$$S = S_1 - S_2$$

$$S = 361.43 - 0.95$$

$$S = 360.48 \text{ m}^2$$

La coupole de notre réservoir est constituée d'une dalle en béton armé, isolation et étanchéité.

Désignation	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m ²)
1) Dalle en béton armé	0.12	3
2) Isolation	0.05	0.16
3) Etanchéité	0.02	0.12
		$\Sigma G = 3.28 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.2 : Valeurs des poids surfacique des trois couches.

• **Le poids total de la coupole :**

$$P_{\text{coup}} = S * G$$

$$P_{\text{coup}} = 360.48 * 3.28$$

$$\text{Donc : } P_{\text{coup}} = 1182.37 \text{ KN.}$$

-La charge permanente sur la coupole est :

$$G = P_{\text{coup}} = 1182.37 \text{ KN.}$$

-La charge d'exploitation sur la coupole est :

$$Q = 1 * 360.48 = 360.48 \text{ KN.}$$

On a :

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$P_u = 1.35 (G_{\text{coup}} + G_{\text{lant}}) + 1.5 (Q_{\text{coup}} + Q_{\text{lant}})$$

$$P_u = 1.35 (1182.37 + 16.03) + 1.5 (360.48 + 2.83)$$

$$P_u = 2162.80 \text{ KN.}$$

Et $P_1 = P_u / 2\pi r$

$$P_1 = 2162.80 / (2 * 3.14 * 10.5)$$

$$P_1 = 32.80 \text{ KN/ml}$$

◆ *Calcul de la poussée horizontale de la coupole sur la poutre « q₁ » :*

$$q_1 = P_1 (r^2 - f^2) / 2rf$$

$$q_1 = 32.80 * (10.5^2 - 2.2^2) / 2 * 10.5 * 2.2$$

$$q_1 = 74.84 \text{ KN/ml.}$$

♦ Calcul de l'effort normal «N₁» :

$$N_1 = \sqrt{P_1^2 + q_1^2}$$

$$N_1 = \sqrt{32.80^2 + 74.84^2} \Rightarrow$$

$$N_1 = 81.71 \text{ KN/ml.}$$

♦ Vérification à la compression suivant les méridiens :

$$\sigma_{bc} = N_1/e \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 0.08171/0.12 = 0.68 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.68 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

II-3-3. Pré dimensionnement de la ceinture : [5]

La ceinture de réservoir est une poutre de dimension (b*h), circulaire reposant sur la paroi, son rôle est d'absorber le grand effort de traction à la base de la coupole.

Poids de la ceinture :

$$P_{ce} = \gamma * V$$

$$V = P.S \quad \text{avec} \quad P: \text{ le périmètre ; } S: \text{ la surface.}$$

Calculons le périmètre moyen:

$$P_m = 2\pi R_m \quad \text{avec} \quad R_m: \text{ le rayon moyen.}$$

$$R_m = (R_{ext} + R_{int}) / 2 = (10.8 + 10.5) / 2 = 10.65 \text{ m.}$$

$$D'où \quad P_m = 2 * 3.14 * 10.65 = 66.88 \text{ m.}$$

$$V = 66.88 * 0.26 = 17.39 \text{ m}^3.$$

Donc:

$$P_{ce} = 434.75 \text{ KN.}$$

□ *Calcul de l'effort de traction dans la ceinture : $P_s = G + Q$*

$$P_s = (G_{\text{coup}} + G_{\text{lant}}) + (Q_{\text{coup}} + Q_{\text{lant}})$$

$$P_s = (1182.37 + 16.03) + (360.48 + 2.83)$$

$$P_s = 1561.71 \text{ KN.}$$

$$P_2 = P_s / 2\pi r$$

$$P_2 = 1561.71 / (2 * 3.14 * 10.5)$$

$$P_2 = 23.68 \text{ KN/ml.}$$

□ *Calcul de la poussée horizontale de la coupole sur la poutre q_2 :*

$$q_2 = P_2 (r^2 - f^2) / 2rf$$

$$q_2 = 23.68 * (10.5^2 - 2.2^2) / (2 * 10.5 * 2.2)$$

$$q_2 = 54.03 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Donc } F = q_2 * r = 54.03 * 10.5 = 567.315 \text{ KN.}$$

q_2 : la poussée horizontale sur la coupole, cette dernière sera absorbée par les armatures dans la ceinture.

□ *Calcul de la quantité d'acier :*

$$A = F / \sigma_{st} \text{ avec}$$

$$\sigma_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}), \quad \eta = 1.6 \quad [1]$$

$$\sigma_{st} = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$A = 56731.5 / 201.63 = 281.3 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A = 10 \text{ HA}20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_b (B + 15A) \geq F \Rightarrow B \geq (F - 15 \sigma_b A) / \sigma_b$$

$$B \geq (56731.5 - 15 * 21 * 31.42) / 21 = 2230.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } B = 0.65 * 0.4 \text{ m}^2$$

II-3-4. Les parois (voile circulaire du réservoir) : [5]

La cuve se calcule par tranche de 1m sous l'effet de pression du liquide c'est-à-dire on considère que le réservoir plein est posé sur le sol (le cas le plus défavorable), donc le voile vertical est soumis à la pression d'eau sur une hauteur de $h= 4.5m$.

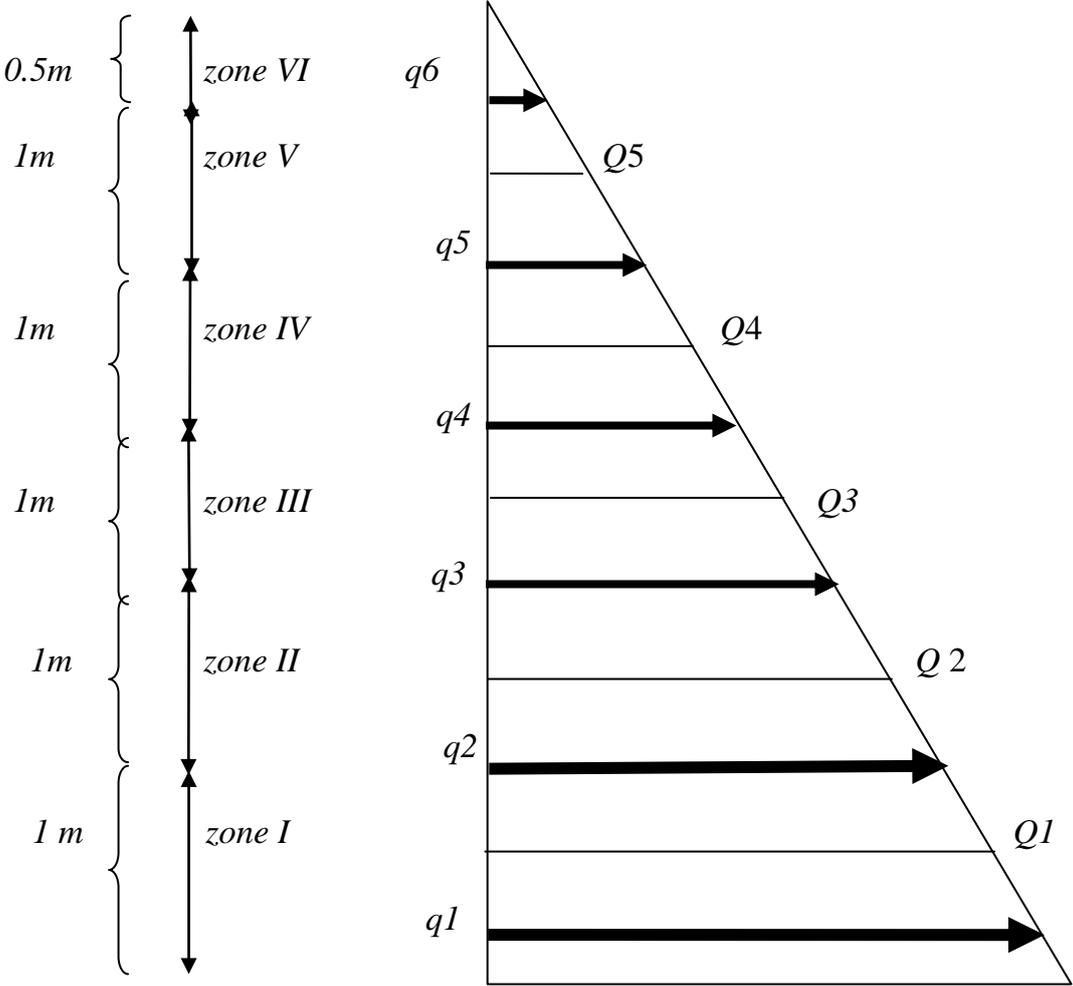


Figure II.3: Evaluation de la pression hydrostatique sur le voile.

La pression unitaire à la base sera: $q_1 = \gamma \cdot h$;

γ : étant la densité d'eau et h : La hauteur d'eau.

En divisant le voile en bandes de $1m$ de hauteur, la pression moyenne sur chaque bande sera :

$$Q1 = \frac{q1+q2}{2} \text{ pour la zone I}$$

$$Q2 = \frac{q2+q3}{2} \text{ pour la zone II}$$

$$Q3 = \frac{q3+q4}{2} \text{ pour la zone IIIetc}$$

Sous l'action de ces pressions, chaque bande sera tendue avec un effort tangentiel correspondant à savoir :

$$\text{Zone I : } F1 = \frac{Q1.D}{2}$$

$$\text{Zone II : } F2 = \frac{Q2.D}{2}$$

$$\text{Zone III : } F3 = \frac{Q3.D}{2} \text{Etc.}$$

■ LES PRESSIONS :

$$q_1 = \gamma * h_1 = 1000 * 4.5 = 4500 \text{Kg/m}^2$$

$$q_2 = \gamma * h_2 = 1000 * 3.5 = 3500 \text{Kg/m}^2$$

$$q_3 = \gamma * h_3 = 1000 * 2.5 = 2500 \text{Kg/m}^2$$

$$q_4 = \gamma * h_4 = 1000 * 1.5 = 1500 \text{Kg/m}^2.$$

$$q_5 = \gamma * h_5 = 1000 * 0.5 = 500 \text{Kg/m}^2.$$

$$q_6 = \gamma * h_6 = 1000 * 0 = 0 \text{Kg/m}^2$$

■ LES PRESSIONS MOYENNES :

$$Q_1 = (q_1 + q_2) / 2 = (4500 + 3500) / 2 \quad Q_1 = 4000 \text{Kg/m}^2.$$

$$Q_2 = (q_3 + q_2) / 2 = (2500 + 3500) / 2 \quad Q_2 = 3000 \text{Kg/m}^2.$$

$$Q_3 = (q_4 + q_3) / 2 = (1500 + 2500) / 2 \quad Q_3 = 2000 \text{Kg/m}^2.$$

$$Q_4 = (q_5 + q_4) / 2 = (500 + 1500) / 2 \quad Q_4 = 1000 \text{Kg/m}^2.$$

$$Q_5 = (q_6 + q_5) / 2 = (0 + 500) / 2 \quad Q_5 = 250 \text{Kg/m}^2.$$

■ LES EFFORTS DE TRACTION DANS CHAQUE BONDE :

$F=Q*r$ / r: rayon du réservoir

$$F_1=Q_1*r = 4000*10.5 = 42000 \text{ Kg.}$$

$$F_2= Q_2*r = 3000*10.5 =31500 \text{ Kg.}$$

$$F_3= Q_3*r = 2000*10.5 =21000 \text{ Kg.}$$

$$F_4= Q_4*r = 1000*10.5 =10500 \text{ Kg.}$$

$$F_5= Q_5*r = 250*10.5 =2625 \text{ Kg.}$$

■ **Poids du voile circulaire (parois):**

Le diamètre intérieur du voile: $\varphi_{\text{int}}= 21\text{m}$

Le diamètre extérieur du voile: $\varphi_{\text{ext}}= 21.6\text{m}$

La hauteur du voile: $H= 5 \text{ m.}$

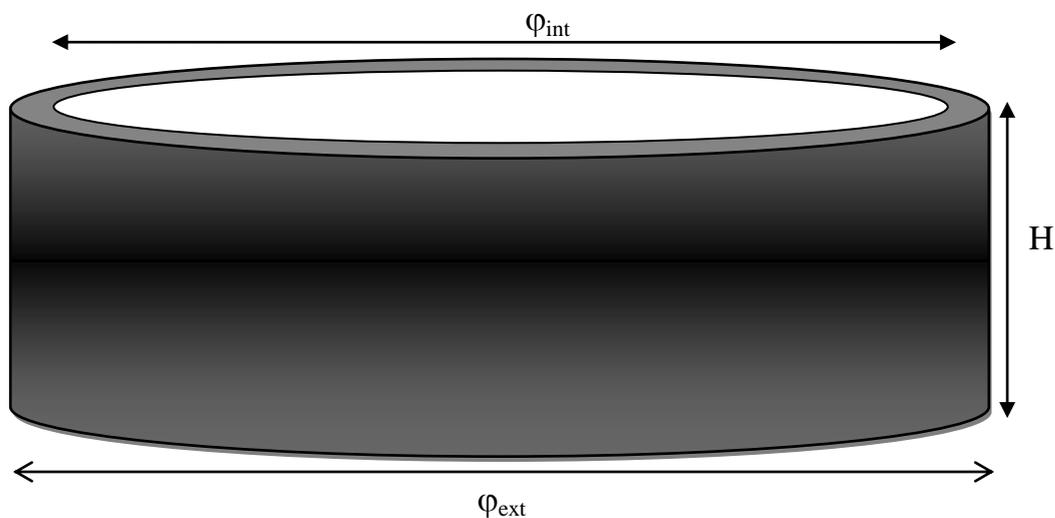


Figure II.4: Représentation de la paroi de réservoir.

Soit :

P_p : le poids de la paroi circulaire (poids du béton + l'enduit)

- Le poids du béton:

$$P_b = (\pi/4) h (\varphi_{\text{ext}}^2 - \varphi_{\text{int}}^2) \gamma_b. = (3.14/4)*5 (21.6^2 - 21^2) 25 \Rightarrow \mathbf{P_b = 2508.07KN.}$$

- Le poids d'enduit:

$$P_{en} = 2\pi(\varphi_{int}/2) h e \gamma_e = 2 * 3.14 * (21/2) * 5 * 0.02 * 10 \Rightarrow \mathbf{P_{en} = 65.94 KN.}$$

$$D'où : P_p = P_b + P_{en} = \mathbf{P_p = 2574.01 KN}$$

-La charge permanente: $G = P_p = 2574.01 KN$

-La charge d'exploitation : $Q_{paroi} = I * S$ Avec $S_{paroi} = 20.06 m^2 \Rightarrow Q_{paroi} = 20.06 KN.$

II-3-5.Poids de l'eau:

$P_{eau} = \gamma_{eau} * V$ avec V: le volume d'eau.

$$V = \pi \varphi_{int}^2 h / 4 = (\pi * 21^2 * 4.5) / 4 = 1557.83 m^3$$

$$Donc: P_{eau} = 10 * 1557.83 = 15578.30 KN.$$

◆ Le poids total du réservoir d'eau:

Le poids des différents éléments du réservoir sont regroupés dans le tableau suivant:

Elément	Poids (KN)
Lanterneau	16.03
Coupole	1182.37
Ceinture	434.75
Parois	2574.01
Eau	15578.30

Tableau II.3 : Le poids des différents éléments du réservoir.

Le poids du réservoir vide est: $P_{vd} = 4207.16KN.$

Le poids du réservoir plein est: $P_{pl} = 19785.46KN.$

CHAPITRE

III

ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1.Calcul de lanterneau:

III.1.1- Calcul de la dalle de lanterneau:

■ Description:

La dalle de lanterneau est une plaque circulaire de 0.1m d'épaisseur et de 1.9 m de diamètre qui s'appuie sur la circonférence du voile circulaire; tel montre le schéma suivant:

Schéma statique:

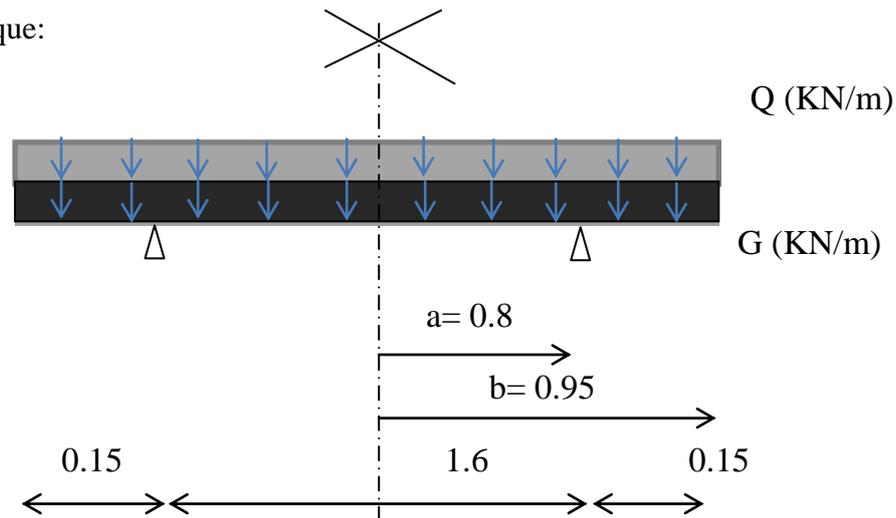


Figure III.1: Schéma statique de la dalle reposant sur le voile.

■ Les valeurs des charges :

On considère les combinaisons de charge suivantes :

$$\text{A l'ELU: } P_u = 1.35G + 1.5Q.$$

$$\text{A l'ELS: } P_s = G + Q \text{ avec } G = g + g'$$

Tel que:

g : Le poids propre de la dalle = $\gamma_b * e = 25 * 0.1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

g' : Le poids de l'étanchéité et de l'enduit sur la dalle = 0.32 KN/m^2 .

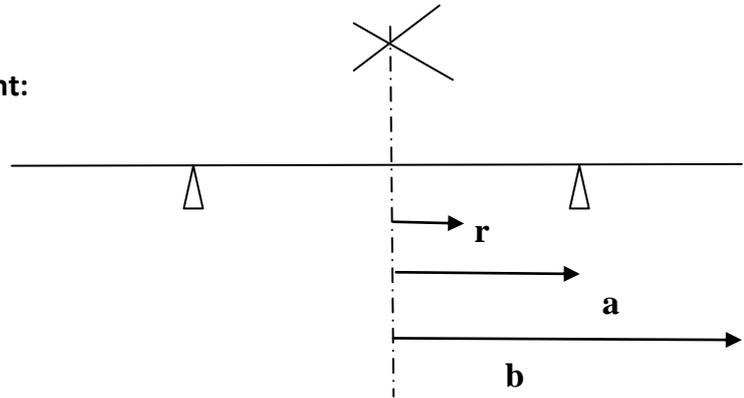
$$\Rightarrow G = 2.5 + 0.32 = 2.82 \text{ KN/m}^2.$$

Q : La charge d'exploitation = 1 KN/m^2 . [3]

$$P_u = 1.35 * 2.82 + 1.5 * 1 \Rightarrow P_u = 5.31 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = 2.82 + 1 \Rightarrow P_s = 3.82 \text{ KN/m}^2.$$

● **Calcul des moments fléchissant:**



◆ **Les moments radiaux M_r [5]:**

Pour $0 \leq r \leq a$:

$$M_r = Pa^2/16[-(3+\nu) e^2 + (1+3\nu) B + 2(1-\nu) - 4(1+\nu) B^2 \ln B]$$

Pour $a \leq r \leq b$:

$$M_r = Pa^2/16[(3+\nu) B^2 + 2(1-\nu) - 4(1+\nu) B^2 \ln B - (3+\nu) e^2 - 2(1-\nu) B^2/e^2 + 4(1+\nu) B^2/2]$$

Avec: $e = r/a = r/0.8$

$$B = b/a = 0.95/0.8 = 1.1875$$

ν : coefficient de poisson ($\nu=0$ à l'ELU et $\nu=0.2$ à l'ELS)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

		ELU	ELS
		$P_u = 5.31 \cdot 10^{-3} \text{ (MN/m}^2\text{)}$	$P_s = 3.82 \cdot 10^{-3} \text{ (MN/m}^2\text{)}$
$r \text{ (m)}$	$e=r/a$	$M_r \text{ (MN.m)}$	$M_r \text{ (MN.m)}$
0	0	$47.11 \cdot 10^{-5}$	$35.71 \cdot 10^{-5}$
$a=0.8$	1	$-16.60 \cdot 10^{-5}$	$-13.19 \cdot 10^{-5}$
$b=0.95$	1.1875	0	0

Tableau III.1: Résumé des résultats.

◆ **Les moments tangentiels [5]:**

Pour $0 \leq r \leq a$:

$$M_t = Pa^2/12[(1-3\nu) (B^2 - e^2) + 2(1-\nu) - 4(1+\nu) B^2 \ln B]$$

Pour $a \leq r \leq b$:

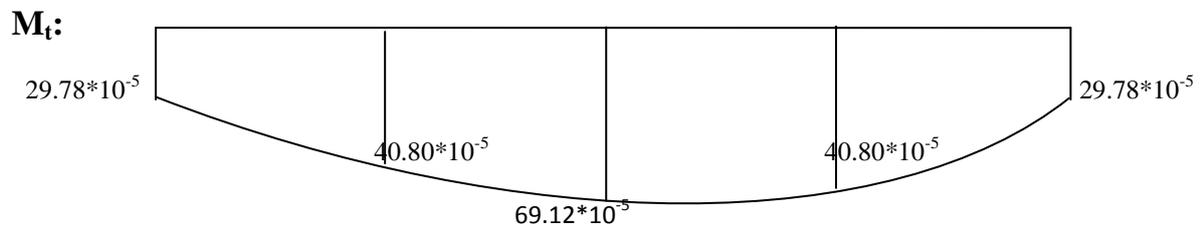
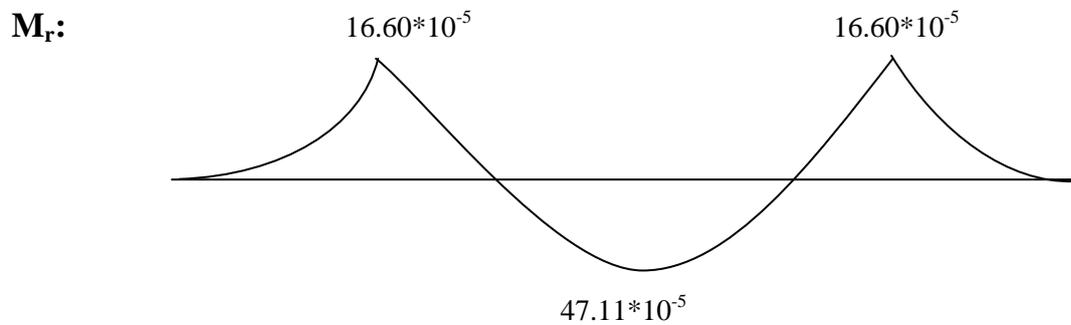
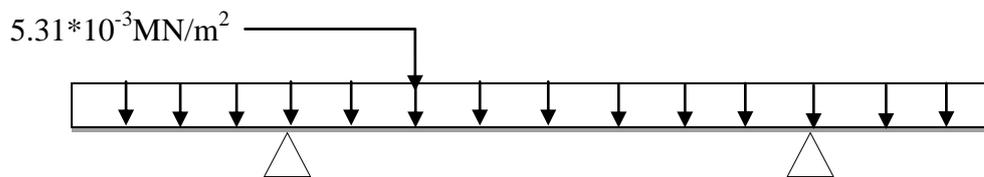
$$M_t = Pa^2/16[2(1-\nu)-(1-5\nu) B^2 - 4(1+\nu) B^2 \ln B - (1+\nu) e + 2(1-\nu) B^2/e^2 + 4(1-\nu) B^2 \ln e]$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant:

		ELU	ELS
		$P_u = 5.31 \cdot 10^{-3} \text{ (MN/m}^2\text{)}$	$P_s = 3.82 \cdot 10^{-3} \text{ (MN/m}^2\text{)}$
r(m)	e=r/a	$M_t \text{ (MN.m)}$	$M_t \text{ (MN.m)}$
0	0	$69.12 \cdot 10^{-5}$	$20.39 \cdot 10^{-5}$
a=0.8	1	$40.80 \cdot 10^{-5}$	$12.24 \cdot 10^{-5}$
b=0.95	1.1875	$29.78 \cdot 10^{-5}$	$10.20 \cdot 10^{-5}$

Tableau III.2: Résumé des résultats.

♣ À l'ELU:



♣ À l'ELS:

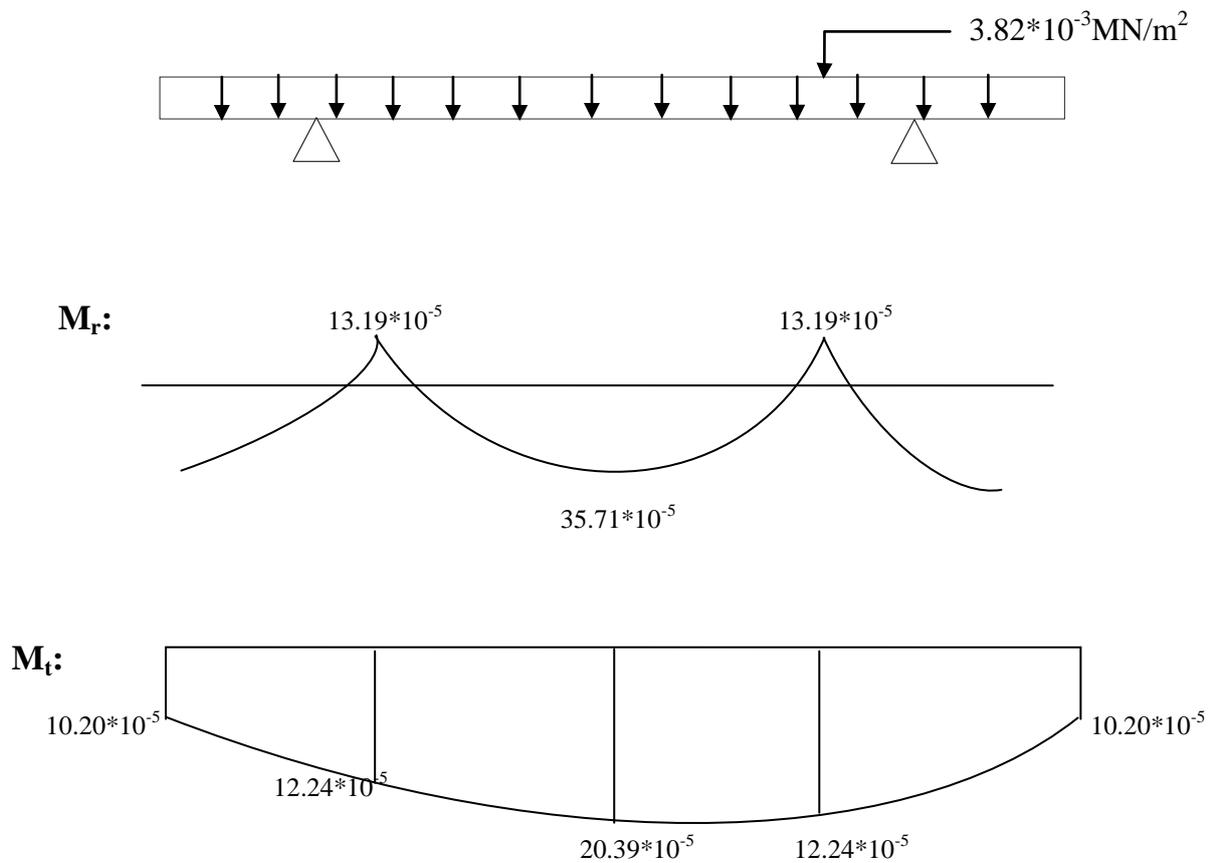


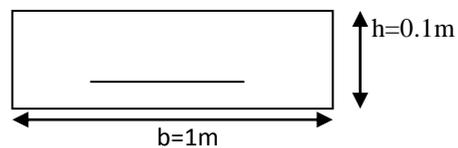
Figure III.2: Diagramme des moments radiaux et tangentiels.

🌈 Le ferrailage:

Pour le ferrailage, on considère une section rectangulaire de 1m de largeur et de 0.1m de hauteur, le calcul se fait à la flexion simple.

On a:

- $b = 1\text{m}$
- $h = 0.1\text{m}$
- $d' = 0.02\text{m}$
- $d = h - d' = 0.1 - 0.02 = 0.08\text{m}$
- $f_e = 400\text{Mpa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\gamma_b = 1.5$
- $f_{bu} = 0.85f_{c28} / \gamma_b = 14.2\text{Mpa}$
- $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348\text{Mpa}$
-



- **Les armatures radiales:**
- **Les armatures inferieurs (nappe inferieure):**
 - ♣ **A l'ELU**

$$M_{ru} = 0.0004711 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_u / bd^2 f_{bu} = 0.0004711 / (1 * 0.08^2 * 14.2) \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00518$$

On a $\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A

$\Rightarrow \hat{A}_s = 0$ (\hat{A}_s les armatures comprimées sont nuls).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.006492$$

$$Z = d [1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.0797$$

$$A = M_u / (z \sigma_s) = 0.0004711 / (0.0797 * 348)$$

$$A = 0.169 \text{ cm}^2$$

A_{\min} : est la section du ferrailage minimale déterminée à partir de la condition de non fragilité.

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

■ **Vérification de la condition de non fragilité: [1], [2]**

$$A_s / bd \geq 0.23 f_{tj} / f_e \Rightarrow A_s \geq 0.23 b d f_{tj} / f_e$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0.23 * 1 * 0.08 * 2.1 / 400$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc, la section de ferrailage minimale est : $A_s = 0.966 \text{ cm}^2$

On remarque que la section d'armature inférieure (nappe inferieure) est plus petite, par rapport à la section du ferrailage minimale, donc on opte pour le ferrailage minimum:

$$A_s = 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on choisit } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

Espacement des barres:

$$S_t \leq \min (3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (3 * 10, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

On prend $S_t = 30\text{cm}$

■ **Vérification des contraintes à l'ELS:**

On a :

$$M_{ser} = 0.0001319 \text{ MN.m et } A = 1.51 \text{ cm}^2.$$

La fissuration est nuisible, on doit vérifier les contraintes dans le béton et dans l'acier.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma'_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \sigma_{bc} (d-y)/y \leq \sigma'_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

√ **La position de l'axe neutre:**

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

$$\Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + 15A y - 15A d = 0 \Rightarrow 50 y^2 + 22.65 y - 181.2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.690 \text{ cm.}$$

√ **Le moment d'inertie de la section:**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A (d - y)^2 \Rightarrow I = 100/3 (1.690)^3 + 15 * 1.51 * (8 - 1.690)^2$$

$$\Rightarrow I = 1062.728 \text{ cm}^4.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = (0.0003571 / 1062.728 * 10^{-8}) * 1.690 * 10^{-2} = 0.567 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$\sigma_s = 15 * 0.567 * [(0.08 - 1.690 * 10^{-2}) / 1.690 * 10^{-2}] = 31.755 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

• **Les armatures supérieures (nappe supérieure) :**

♣ **A l'ELU:**

$$M_{ru} = 0.000166 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_{ru} / b d^2 f_{bu} = 0.000166 / (1 * 0.08^2 * 14.2) \Rightarrow \mu_{bu} = 0.00183$$

On a $\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A

$\Rightarrow A' = 0$ (A_s ' les armatures comprimées sont nuls).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.00229$$

$$Z = d [1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.0799$$

$$A = M_u / (z \sigma_s) = 0.000166 / (0.0799 * 348)$$

$$A_{su} = 0.0597 \text{ cm}^2$$

■ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_s/bd \geq 0.23f_{tj}/f_e \Rightarrow A_s \geq 0.23 b d f_{tj}/f_e$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0.23 * 1 * 0.08 * 2.1 / 400$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc, la section de ferrailage minimale est : $A_s = 0.966 \text{ cm}^2$

On remarque que la section d'armature supérieure (nappe supérieure) est plus petite, par rapport à la section du ferrailage minimale, donc on opte pour le ferrailage minimum:

$$A_s = 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on choisit } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2.$$

Espacement des barres:

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(3 * 10, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(30\text{cm}, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30\text{cm}$$

On prend $S_t = 30\text{cm}$

♣ À l'ELS:

■ Vérification des contraintes:

On a :

$$M_{ser} = 0.0001319 \text{ MN.m} \text{ et } A = 1.51 \text{ cm}^2.$$

La fissuration est nuisible, on doit vérifier les contraintes dans le béton et dans l'acier.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \sigma_{bc} (d-y)/y \leq \sigma_s = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.63 \text{ Mpa.}$$

√ La position de l'axe neutre:

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

$$\Rightarrow \frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow 50y^2 + 22.65y - 181.2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.690 \text{ cm.}$$

√ Le moment d'inertie de la section:

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)^2 \Rightarrow I = 100/3(1.690)^3 + 15 * 1.51 * (8 - 1.690)^2$$

$$\Rightarrow I = 1062.728 \text{ cm}^4.$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = (0.0001319 / 1062.728 * 10^{-8}) * 1.690 * 10^{-2} = 0.210 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

$$\sigma_s = 15 * 1.388 * [(0.08 - 1.690 * 10^{-2}) / 1.690 * 10^{-2}] = 77.736 \text{ Mpa} < 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifié.}$$

■ **Les armatures circulaires (cerces):**

♣ **A l'ELU:**

$$M_{ru} = 0.0006912 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.0006912 / (1 * 0.08^2 * 14.2) \Rightarrow \mu_{bu} = 0.076$$

On a $\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow$ Pivot A

$\Rightarrow \dot{A} = 0$ (\dot{A}_s les armatures comprimées sont nuls).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}] \Rightarrow \alpha = 0.0989$$

$$Z = d [1 - 0.4\alpha] \Rightarrow Z = 0.0768$$

$$A = M_u / (z \sigma_s) = 0.0006912 / (0.0768 * 348)$$

$$A = 0.258 \text{ cm}^2$$

■ **Vérification de la condition de non fragilité: [1], [2]**

$$A_s / b d \geq 0.23 f_{tj} / f_e \Rightarrow A_s \geq 0.23 b d f_{tj} / f_e$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0.23 * 1 * 0.08 * 2.1 / 400$$

$$\Rightarrow A_s \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

Donc, la section de ferrailage minimale est : $A_s = 0.966 \text{ cm}^2$

On remarque que la section d'armature circulaire est plus petite, par rapport à la section du ferrailage minimale, donc on opte pour le ferrailage minimum:

$$A_s = 0.966 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on choisit } 3\text{HA}8/\text{ml.}$$

Espacement des cerces:

1m \longrightarrow 3HA8

1.90 m \longrightarrow 4HA8

On prend $S_t = 45 \text{ cm}$

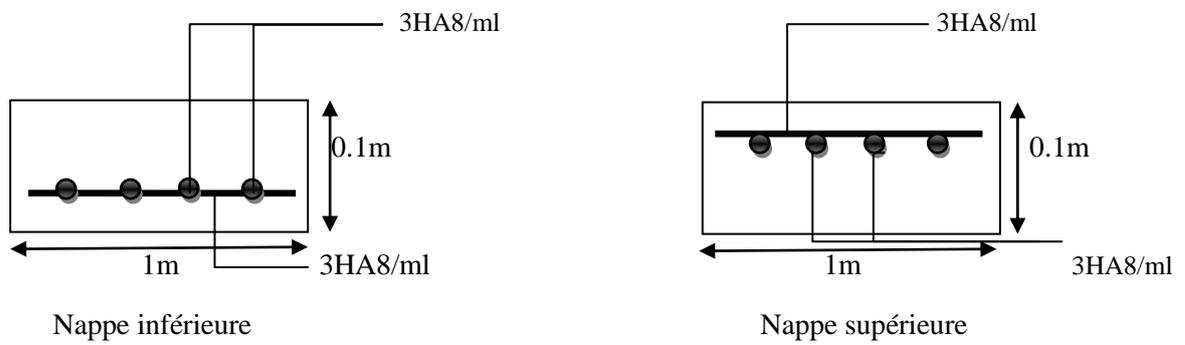
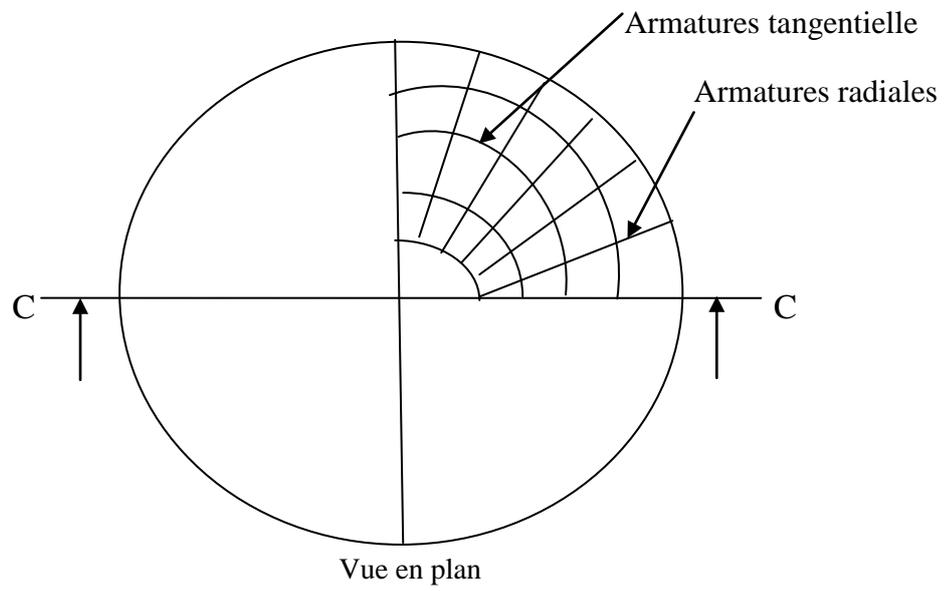


Figure III.3: Schéma de ferrailage de la dalle circulaire de lanterneau.

III.1.2. Calcul du voile circulaire:

• Description:

Le voile est de forme cylindrique de diamètre extérieur 170cm de diamètre intérieur 150cm et de hauteur 80 cm, on néglige l'effet du vent sur le voile puisque il a une petite hauteur, par conséquent le voile sera soumis à la compression.

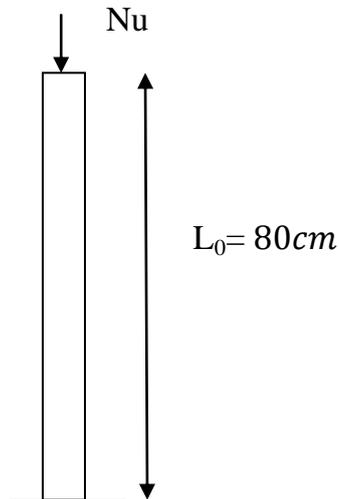


Figure III.4: Schéma statique du voile circulaire.

✚ les valeurs des charges:

La charge permanente: $G = 16.03 \text{ KN}$.

La charge d'exploitation : $Q = 2.83 \text{ KN}$.

✚ Evaluation de la sollicitation N_u :

Le BAEL n'impose aucune condition à l'ELS pour les sections soumises à la compression centrée, par conséquent les armatures doivent être vérifiées qu'à l'ELU.

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 * 16.03 + 1.5 * 2.83$$

$$\Rightarrow N_u = 64.09 \text{ KN}.$$

Il sera calculé comme un poteau circulaire encastré dans la coupole.

Le voile comme un poteau évidé soumis à une compression centrée sous l'effet de la charge de la dalle.

✚ Le ferrailage:

L_0 : la longueur libre tel que: $L_0 = 80 \text{ cm}$.

L_f : la longueur de flambement $l_f = 2 L_0$.

I_{\min} : le moment d'inertie du voile cylindrique, tel que :

$$I_{\min} = \frac{\pi}{64} [D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4] = \frac{3.14}{64} [1.7^4 - 1.5^4] \Rightarrow I_{\min} = 0.161 \text{ m}^4.$$

B : la section du voile cylindrique; tel que:

$$B = \frac{\pi}{4} [D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2] \Rightarrow B = \frac{3.14}{4} [1.7^2 - 1.5^2] \Rightarrow B = 0.5024 \text{ m}^2.$$

i : rayon de giration, tel que:

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{0.161}{0.5024}} \Rightarrow i = 0.5661 \text{ m}.$$

λ : l'élancement du voile cylindrique, tel que:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{1.6}{0.5661} \Rightarrow \lambda = 2.8263 < 5$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda/2)^2] \Rightarrow \alpha = 1.1894$$

A. Les armatures longitudinales (armatures principales):

L'effort normal ultime appliqué sur le voile (N_u), doit équilibrer l'effort normal résistant (N_{res}) c'est-à-dire: $N_u \leq N_{\text{res}}$.

N_u : l'effort normal ultime $N_u = 64.09 \text{ KN}$.

$$B_r = \frac{\pi}{4} [(D_{\text{ext}} - 0.01)^2 - D_{\text{int}}^2] \Rightarrow B_r = \frac{3.14}{4} [(1.7 - 0.01)^2 - 1.5^2] \Rightarrow B_r = 0.4757 \text{ m}^2.$$

N_{res} : l'effort normal résistant

$$N_{\text{res}} = \alpha [B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s}]$$

$$N_u \leq N_{\text{ser}} \Rightarrow N_u \leq \alpha [B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s}]$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right]$$

$$\Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[\frac{64.09 \cdot 10^{-3}}{1.1894} - 0.4757 \frac{25}{0.9 \cdot 1.5} \right]$$

$$\Rightarrow A_s \geq -0.025 \text{ m}^2 < 0$$

A_s négative \Rightarrow on prend la section du ferrailage minimale.

$$A_{\min} = \max [4U, 2 B/1000]$$

tel que:

U : périmètre moyen exprimé en mètre, et 4U en cm^2 .

$$U = 2(R_{\text{int}} + R_{\text{ext}})/2 \Rightarrow U = 3.14 (0.85 + 0.75) = 5.024 \text{ m.}$$

$$4U = 4 * 5.024 = 20.096 \text{ cm}^2$$

B : la section totale du béton : $B = 0.5024 \text{ m}^2$.

$$2 B/1000 = 2 * 0.5024 / 1000 = 0.0010048 \text{ m}^2 = 10.048 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \max [20.096; 10.048] = 20.096 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_{\text{min}} = 20.096 \text{ cm}^2.$$

On choisit 14HA14 = 21.55 cm^2 .

Espacement des barres:

$$S_t = U/14 = 502.4/14 = 35.88 \text{ cm.}$$

On prend $S_t = 36 \text{ cm}$.

B. les armatures transversales (armatures de répartition):

$$A_t = A_l/4$$

$$A_t = 20.096 / 4 = 5.024 \text{ cm}^2. \quad \text{On prend } 8\text{HA}10 = 6.28 \text{ cm}^2.$$

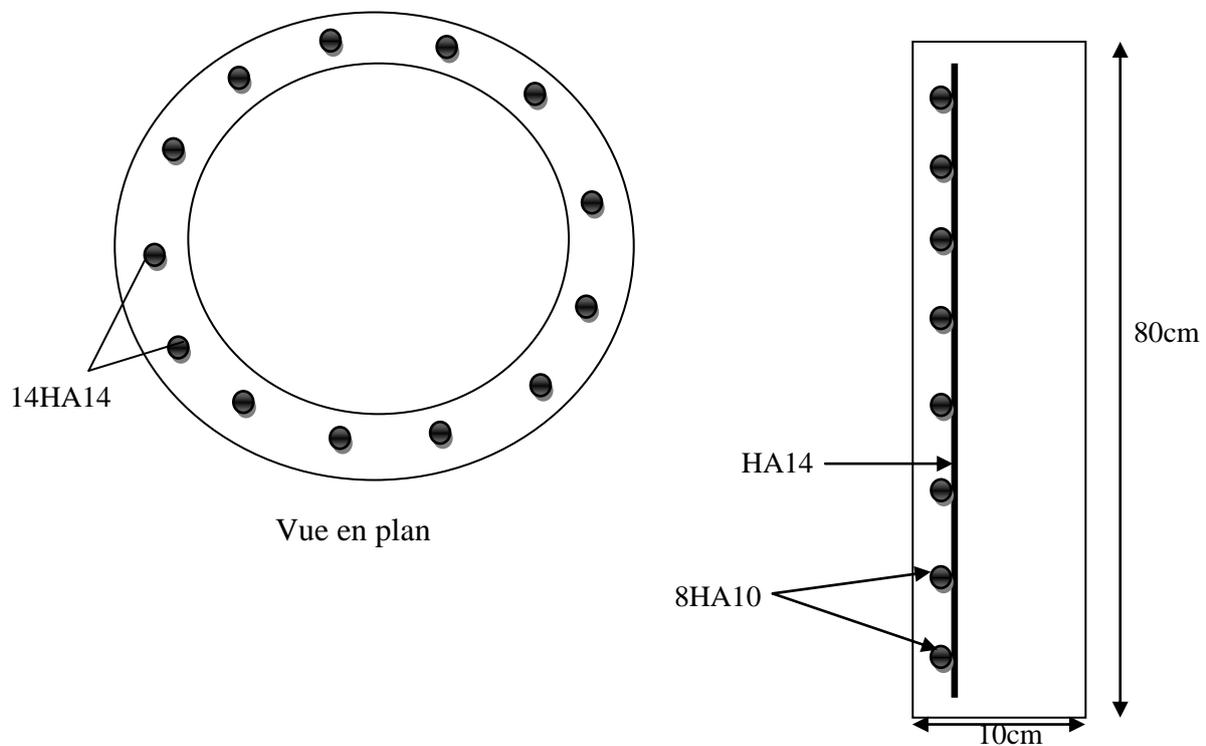


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de lanterneau.

III.2.Calcul de coupole de couverture:

III.2.1.Introduction:

Une coque est un solide qui occupe dans l'espace un volume compris entre deux surfaces telles que leur distance soit petite devant les autres dimensions.

Elle est généralement destinée à couvrir un espace de forme circulaire, polygonale ou autres formes.

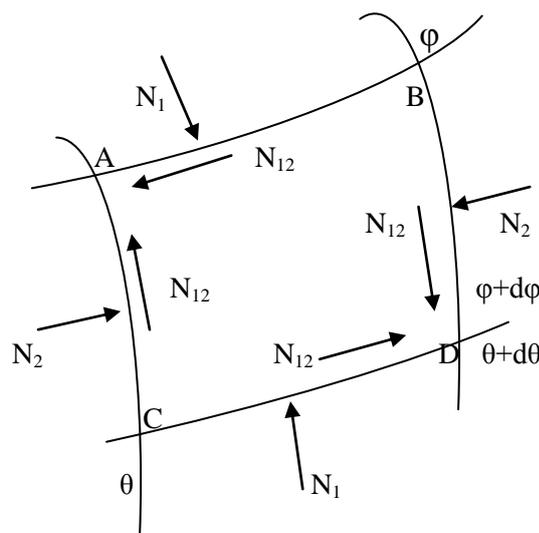
L'équilibre de la coque est régi par deux phénomènes:

- L'effet de flexion.
- L'effet de membrane.

Le premier se manifeste dans un mouvement de rotation de la surface moyenne ; tandis que le second fait intervenir les déformations propres de la surface moyenne.

III.2.2.Méthode de calcul [7]:

Pour l'étude de la coupole on adopte la théorie de la membrane qui exposée dans le livre (théorie des plaques et coques) par TIMOSHENKO. La théorie de membrane consiste à supposer que les force extérieures sont contenues dans le plan tangent au voile, l'état de contrainte est alors défini par un tenseur symétrique du seconde ordre (tenseur tension) dont les composantes seront désignées par N_1 , N_2 et N_{12} , le rapport des contraintes normales du max tension N_1 , N_2 à pour ordre de grandeur h/k ce rapport est donc petit, nous devons donc négliger les moments fléchissant.



L'étude de l'équilibre d'un élément A,B,C,D du voile compris entre deux méridiens infiniment voisins définis par θ et $d\theta$, et deux parallèles infiniment voisins défini par ϕ et $d\phi$

fait ressortir des équations différentielles dont la résolution donnera les efforts suivant le type de la coupe et le cas de charge considéré.

Pour le cas de la coupole sphérique présentant à sa partie supérieure une couverture circulaire limitée par une parallèle définie par l'angle $\varphi = \beta$.

N_1 : c'est l'effort de compression par unité de longueur qui s'exerce sur un méridien.

N_2 : c'est l'effort de compression qui s'exerce sur une parallèle au bord inférieur, et c'est un effort de traction qui s'exerce sur une parallèle (cerces) au bord supérieur.

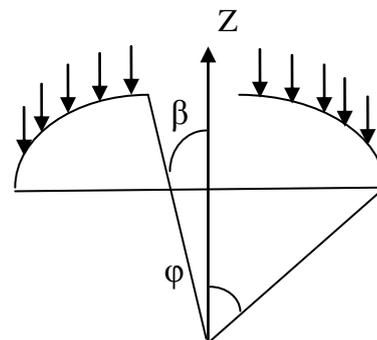
N_{12} : c'est un effort de cisaillement par unité de longueur qui s'exerce suivant une parallèle ou un méridien, il est nul en raison de la symétrie.

III.2.3. Calcul des tensions:

- L'effet du poids propre P donne lieu aux tensions:

$$N_1 = \frac{-PR(\cos \beta - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi}$$

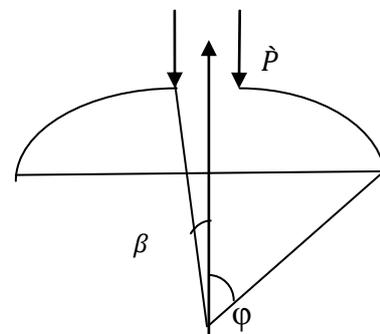
$$N_2 = PR \left(\frac{\cos \beta - \cos \varphi}{\sin^2(\varphi)} - \cos \varphi \right)$$



- L'effet de la charge concentrée P' donne lieu aux tensions : \dot{P}

$$N_1 = -\frac{\dot{P} \sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)} Z$$

$$N_2 = \frac{\dot{P} \sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)} \beta$$

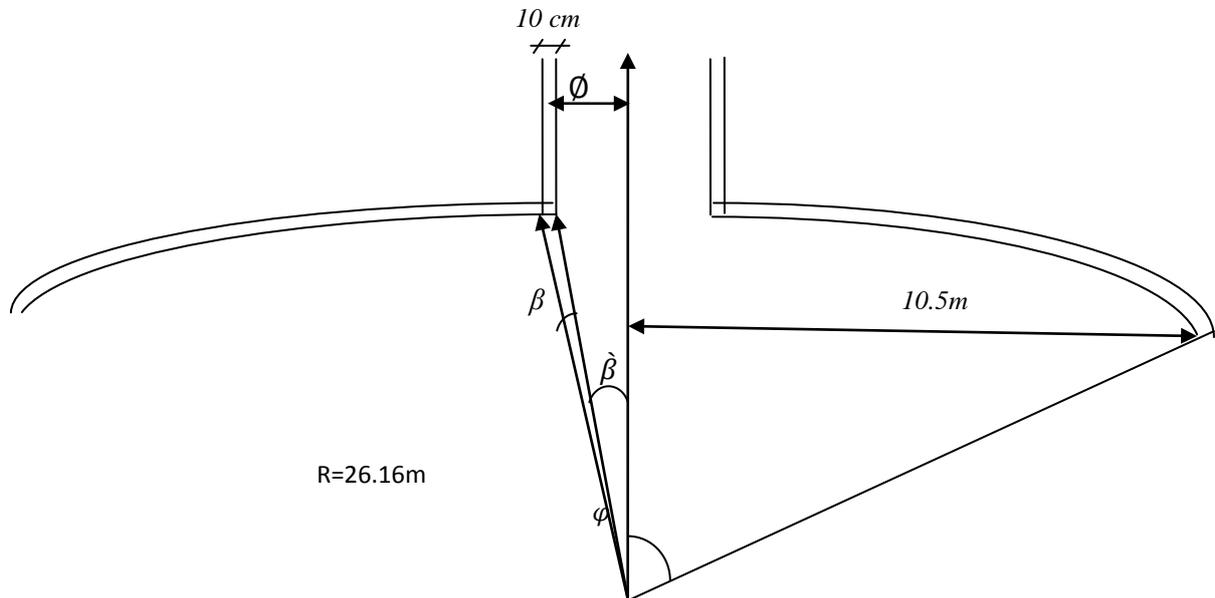


\dot{P} : La charge de lanterneau sur la coupole.

- L'effet de la surcharge « q » donne lieu aux tensions :

$$N_1 = \frac{-qR(\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta)}{2 \sin^2 \varphi} q$$

$$N_2 = \frac{qR(\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta)}{2 \sin^2 \varphi} - qR \cos^2 \varphi$$



- **Calcul des paramètres β et φ :**

$$\varnothing = 0.75\text{m}$$

$$\sin \beta = \frac{\varnothing/2}{R} = \frac{\varnothing/2}{26.16} \Rightarrow \sin \beta = \frac{0.75/2}{26.16} \Rightarrow \beta = 0.821^\circ$$

$$\sin \varphi = \frac{10.5}{26.16} = 0.401 \Rightarrow \varphi = 23.66^\circ$$

Selon la montée de la coupole on distingue:

Coupole surbaissée $\Rightarrow f < D/2$

Coupole cintré $\Rightarrow f = D/2$

Coupole surhaussée $\Rightarrow f > D/2$

Or : $f = 2.2\text{m}$ et $D = 21\text{m} \Rightarrow f = 2.2\text{m} < D/2 = 10.5\text{m} \Rightarrow$ Coupole surbaissée.

- **Les charges à prendre en compte:**

A cause de surbaissement de la coupole, on peut considérer que le vent n'a pas de prise sur celle-ci, la coupole est donc soumise au système des charges suivantes:

Poids propre, y compris l'étanchéité et l'isolation: $P = G = 0.328 \text{ t/m}^2$

Surcharges pondérées: $Q = 0.1 \text{ t/m}^2$.

Charge concentrée par mètre linéaire de circonférence $P'(t/ml)$ distribuée le long de porteur moyen sur lesquelles s'appuie le lanterneau.

Calcul de \hat{P} (t/ml):

Poids de lanterneau (t/ml)

1-La dalle circulaire :

Le poids de la dalle est: $P_d = 0.708$ t.

Le périmètre de la dalle: $p_{rd} = 2 \pi r = 2 * 3.14 * 0.95 = 5.966$ m

$$p_1 = P_d / p_{rd} = 0.708 / 5.966 = 0.119 \text{ t/ml.}$$

2- Le voile circulaire:

Le poids du voile est: $P_v = 0.804$ t.

Le périmètre du voile $p_{rv} = \pi * D = 3.14 * 1.7 = 5.338$ m.

$$p_2 = P_v / p_{rv} = 0.804 / 5.338 = 0.151 \text{ t/ml.}$$

3-L'étanchéité:

Le poids de l'étanchéité sur la dalle circulaire est: $P_e = 0.091$ t.

$$p_3 = P_e / p_{rd} = 0.091 / 5.966 = 0.015 \text{ t/ml}$$

Donc: $p_t = p_1 + p_2 + p_3 = 0.119 + 0.151 + 0.015 = 0.285$ t/ml.

D'où : $p_g = 0.285$ t/ml.

$$p_q = Q / p_{rd} = 0.283 / 5.966 = 0.046 \text{ t/ml}$$

- Calcul des efforts N_1 et N_2 :

√ Bord inférieur :

1. Sous le poids propre P :

Formules	Données	Efforts (t/ml)
$N_1 = \frac{-PR(\cos \beta - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi}$	$P = 0.328$ t/ml.	$N_1 = -4.425$
$N_2 = PR \left(\frac{\cos \beta - \cos \varphi}{\sin^2 (\varphi)} - \cos \varphi \right)$	$R = 26.16$ m $\beta = 0.821^\circ$ $\varphi = 23.66^\circ$	$N_2 = -3.431$

2. Sous la charge q :

Formules	Données	Efforts (t/ml)
$N_1 = \frac{-qR(\sin^2\varphi - \sin^2\beta)}{2\sin^2\varphi}$	q = 0.1t/ml	N ₁ = - 1.304
$N_2 = \frac{qR(\sin^2\varphi - \sin^2\beta)}{2\sin^2\varphi} - qR\cos^2\varphi$	R = 26.16m β = 0.821° φ = 23.66°	N ₂ = -0.890

3. Sous la charge concentrée P' :

Formules	Données	Efforts (t/ml)	
$N_1 = -\frac{\dot{P}\sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)}$	$\dot{P}_g = 0.285$ t/ml.	G	Q
	$\dot{P}_q = 0.046$ t/ml	N ₁ = - 0.039	N ₁ = -0.0063
$N_2 = \frac{\dot{P}\sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)}$	β = 0.821°	N ₂ = 0.039	N ₂ = 0.0063
	φ = 23.66°		

Remarque: Le signe (-) indique la compression.

Le signe (+) indique la traction

√ Bord supérieur : On a : φ = β = 0.821 °

1. Sous la charge P :

Formules	Données	Efforts (KN/ml)
$N_1 = \frac{-PR(\cos\beta - \cos\varphi)}{\sin^2\varphi}$	P = 0.328 t/ml.	N ₁ = 0
	R = 26.16m	
$N_2 = PR\left(\frac{\cos\beta - \cos\varphi}{\sin^2(\varphi)} - \cos\varphi\right)$	φ = β = 0.821°	N ₂ = -8.572

2. Sous la charge q :

Formules	Données	Efforts (t/ml)
$N_1 = \frac{-qR(\sin^2\varphi - \sin^2\beta)}{2\sin^2\varphi}$	$q = 0.1 \text{ t/ml}$	$N_1 = 0$
$N_2 = \frac{qR(\sin^2\varphi - \sin^2\beta)}{2\sin^2\varphi} - qR\cos^2\varphi$	$\phi = \beta = 0.821^\circ$	$N_2 = -2.611$
	$R = 26.16 \text{ m}$	

3. Sous la charge concentrée \dot{P} :

Formules	Données	Efforts (t/ml)	
		G	Q
$N_1 = -\frac{Pr\sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)}$	$\dot{P}_g = 0.285 \text{ t/ml.}$	$N_1 = -12.954$	$N_1 = -4.545$
$N_2 = \frac{Pr\sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)}$	$\dot{P}_q = 0.046 \text{ t/ml}$		
	$\varphi = \beta = 0.821^\circ$	$N_2 = 12.954$	$N_2 = 4.545$

Résumé :

√ Bord inférieur :

	Poids propre P(t/ml)	Surcharge q (t/ml)	Charges concentrées P'(t/ml)	
N ₁	N ₁ = -4.425	N ₁ = - 1.304	G	Q
			N ₁ = - 0.039	N ₁ = -0.0063
N ₂	N ₂ = -3.431	N ₂ = -0.890	N ₂ = 0.039	N ₂ = 0.0063

√ Bord supérieur:

	Poids propre P(t/ml)	Surcharge q (t/ml)	Charges concentrées P'(t/ml)	
N ₁	N ₁ = 0	N ₁ = 0	G	Q
			N ₁ = -12.954	N ₁ = -4.545
N ₂	N ₂ = -8.572	N ₂ = -2.611	N ₂ = 12.954	N ₂ = 4.545

• **Combinaison des efforts:**

Les résultats des combinaisons des efforts à l'ELU, et l'ELS sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Les efforts	Bord inférieur		Bord supérieur	
	ELU	ELS	ELU	ELS
N ₁	-7.991	-5.774	-24.305	-17.499
N ₂	- 5.905	-4.276	11.151	6.316

Tableau III.3 : Combinaison des efforts à l'ELU et ELS.

III.2.4. Ferrailage de la coupole:

- Les efforts suivant les méridiens:

L'effort sollicitant la coupole suivant les méridiens est un effort de compression maximum au bord supérieur (ELU seulement).

$$N_1 = 24.305 \cdot 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

La section des aciers est donnée par:

$$A_s \geq \frac{N_u - B \cdot f_{bu}}{\sigma_s}$$

Avec : $N_u = 24.305 \cdot 10^{-2} \text{ MN/ml}$

$$B = 0.12 \text{ m}^2$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

D'où : $A_s \geq -42.84 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ On devra disposer une section d'armature minimale:

$$A_{\min} = \max(4U, 2B/1000) \text{ Avec } U = 2(b+h) = 2(0.12+1) = 2.24 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{\min} = \max(4 \cdot 2.24, 2.4) \Rightarrow A_{\min} = 8.96 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{Soit } A_s = 8\text{HA}12/\text{ml} = 9.05 \text{ cm}^2$$

Espacement: 10 cm

- Ferrailage suivant les parallèles:

√ Effort de compression:

$$N_u = 5.905 \cdot 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

$$A_s \geq \frac{N_u - B * f_{bu}}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = -47.27 \text{ cm}^2 < 0$$

\Rightarrow On prévoit un ferrailage minimum: $A_{\min} = 8.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit $A_s = 8\text{HA}12/\text{ml} = 9.05 \text{ cm}^2$.

✓ Effort de traction:

La fissuration est très préjudiciable, donc, il y a deux calculs à faire (l'ELU et l'ELS).

ELU:

$$N_u = 11.151 * 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$A_u \geq \frac{N_u}{\sigma_{sc}} = \frac{11.151 * 10^{-2}}{348} = 3.20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS:

$$N_{ser} = 6.316 * 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}}$$

$$\bar{\sigma} = \min (2/3f_c; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) = 164.97 \text{ MPa}$$

$$A_{ser} \geq \frac{6.316 * 10^{-2}}{164.97} = 3.83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit: $5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

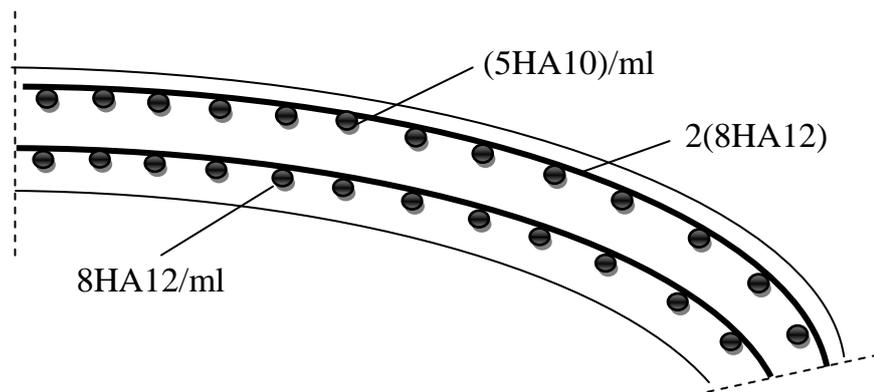


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la coupole.

CHAPITRE

IV

ETUDE DES ELEMENTS
PORTEURS

IV.1. Etude de la ceinture circulaire:

IV.1.1. Introduction:

On considère la ceinture comme étant une poutre circulaire (bxh) reposant sur le voile du réservoir, elle est conçue pour résister à l'effort de traction produit à la base de la coupole.

IV.1.2. DETERMINATION DES EFFORTS:

◆ calcul des efforts a l'extrémité de la coupole :

$$\cos \varphi = 10.5 / 26.16$$

$$\varphi = 23.66^\circ.$$

$$N_\varphi = \frac{-gR}{(1 + \cos \varphi)}$$

Sous le poids de la coupole :

$$N_{\varphi g} = \frac{-3.28 \cdot 10^{-3} \cdot 26.16}{(1 + \cos 23.66)} = -44.78 \cdot 10^{-3} \text{ MN.}$$

Sous la charge d'exploitation q:

$$N_{\varphi q} = \frac{-1 \cdot 10^{-3} \cdot 26.16}{(1 + \cos 23.66)} = -13.65 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\text{à l'ELU: } N_{\varphi u} = 80.93 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\text{à l'ELS: } N_{\varphi s} = 58.43 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

On a:

$$H = N_\varphi \cos \varphi \quad \text{Avec}$$

H: effort suivant le méridien

On aura donc l'effort de traction dans la ceinture :

$$N = H R = N_\varphi \cos \varphi R$$

♣ ELU:

$$N_u = N_{\varphi u} \cos \varphi R$$

$$\Rightarrow N_u = 80.93 \cdot 10^{-3} \cdot \cos(23.66) \cdot 26.16 = 1.939 \text{ MN/ml}$$

$$A_u = N_u / \sigma_{sc} \Rightarrow A_u = 1.939 / 348 \Rightarrow A_u = 55.72 \text{ cm}^2$$

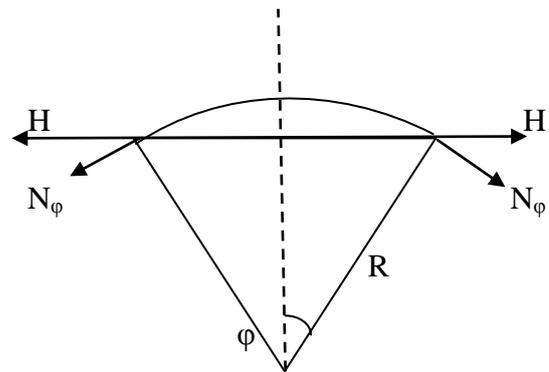
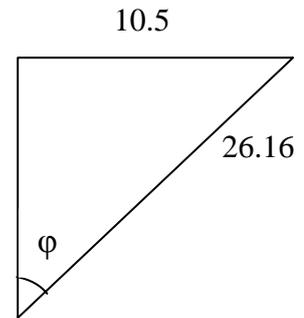


Figure IV.1: Représentation des efforts entre la Coupole et la ceinture.

♣ **ELS:**

$$N_{ser} = N_{\varphi S} \cos \varphi R$$

$$\Rightarrow N_{ser} = 58.43 * 10^{-3} * \cos (23.66) * 26.16$$

$$\Rightarrow N_{ser} = 1.40 \text{ MN/ml}$$

$$A_{ser} = N_{ser} / \sigma_{sc} \Rightarrow A_{ser} = 1.40 / 348$$

$$\Rightarrow A_{ser} = 40.23 \text{ cm}^2$$

♣ **Condition de non fragilité :**

- $A_{CNF} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$ Avec $B = 0.4 * 0.65 = 0.26 \text{ m}^2$
- $A_{CNF} \geq \frac{0.26 * 2.1}{400} \Rightarrow A_{CNF} \geq 13.65 \text{ cm}^2$

Le ferrailage se fera avec $A_s = \max (A_u, A_{ser}, A_{CNF})$

$$A_s = 55.72 \text{ cm}^2$$

On choisit 12HA25 = 58.91 cm²

■ **Vérification de la section de béton :**

$$B \leq \frac{A f_e}{f_{t28}}$$

$$B \leq \frac{58.91 * 10^{-4} * 400}{2.1} = 1.122 \text{ m}^2$$

Or : $B = 0.26 \text{ m}^2 < 1.122 \text{ m}^2$ Vérifié

$$S_t = 8 \text{ cm}$$

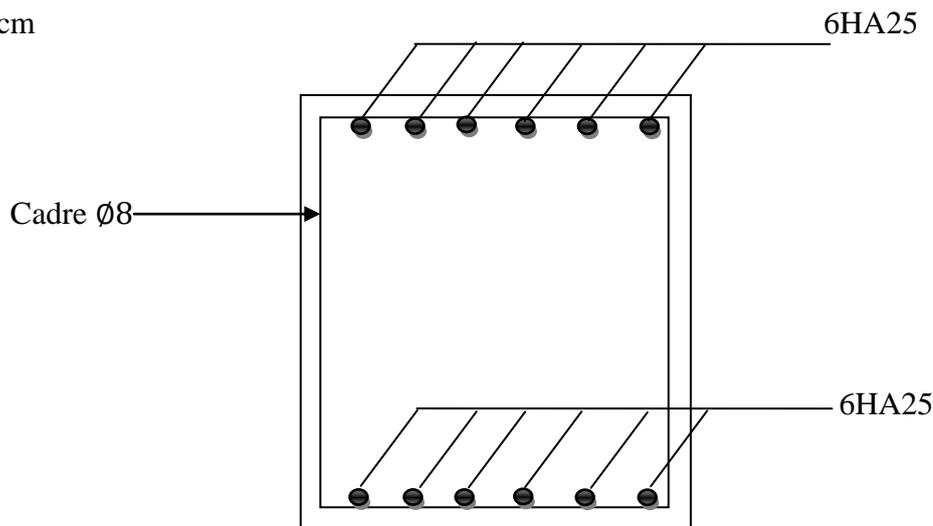


Figure IV.2: Schéma de ferrailage de la ceinture.

IV.2. Etude des parois :

La cuve du réservoir est un voile cylindrique posé sur le sol, soumis du coté interne a des pressions sous l'effet de l'eau et du coté externe a la poussée des terres.

Notre ouvrage est semi enterré.

On utilise la théorie des plaques et coques « TIMOSHINKO ». [7]

L'équation de la déformée est de la forme :

$$\omega(x) = e^{-\gamma x} (C \cos \gamma x + D \sin \gamma x) + P_0 (1-x/H)/4k\gamma^4$$

$$\text{Posons : } \quad \xi(\gamma x) = e^{-\gamma x} \sin \gamma x$$

$$\theta(\gamma x) = e^{-\gamma x} \cos \gamma x$$

$$(\gamma x) = e^{-\gamma x} (\cos \gamma x - \sin \gamma x)$$

$$(\gamma x) = e^{-\gamma x} (\cos \gamma x + \sin \gamma x)$$

$$\text{On aura } \quad \omega(x) = C\theta + D\xi + P_0 (1-x/H)/4k\gamma^4$$

C et D sont des constantes à déterminer par les conditions aux limites :

$$\omega(0) = 0 \quad \text{déplacement nul.}$$

$$\omega'(0) = 0 \quad \text{rotation nulle.}$$

$$\omega(0) = 0 \Rightarrow C + P_0/4k\gamma^4 = 0 \Rightarrow C = - (P_0/4k\gamma^4)$$

$$\omega'(0)_{x=0} = 0 \Rightarrow \gamma(-C\theta + D\Psi) P_0/4k\gamma^4 H$$

$$\omega'(0)_{x=0} = 0 \Rightarrow \gamma(-C + D) - P_0/4k\gamma^4 H = 0$$

$$\Rightarrow D = P_0/4k\gamma^4 H \gamma - P_0/4k\gamma^4 = -(P_0/4k\gamma^4) [1 - (1/\gamma H)]$$

$$D = C (1 - 1/\gamma H)$$

On remplace C et D dans l'expression de $\omega(x)$ et on aura :

$$\omega(x) = P_0 [1-x/H - \theta(\gamma x) - \xi(\gamma x) (1-1/\gamma h)] / 4k\gamma^4$$

$$\text{D'où } \quad M_1 = kd^2 \omega / dx^2$$

$$\Rightarrow \quad M_1 = [-\xi + (1-1/\gamma h)\theta] [P_0/2\gamma^2]$$

$$T_1 = dM_1/dx \Rightarrow T_1 = -P_0/2\gamma [\Psi + (1-1/\gamma H)\phi]$$

$$-N_2/R + dT_1/dx = \Phi_n$$

$$\Rightarrow N_2 = (dT_1/dx - \Phi_n) R$$

Après tout le calcul on aura : $N_2 = -Eh\omega/R$

De là on aura les expressions des efforts suivants:

Effort normal:

$$N = -Eh\omega / R$$

Moment de flexion:,

$$M_x = (-\varepsilon + (1 - \frac{1}{\gamma H}) \theta) \frac{P_0}{2\gamma^2}$$

Effort tranchant:

$$T = -\frac{P_0}{2\gamma} [\Psi + 1 - \frac{1}{\gamma H}] \varphi$$

Sachant que:

$$P_0 = \gamma_e * e$$

$$k = \frac{E}{12(1-\nu^2)} e^3$$

$$\gamma = 0.434 \sqrt[4]{\frac{1}{e^2}} \quad \text{Avec } e: \text{ l'épaisseur du voile.}$$

IV.2.1. Méthode de calcul:

On divise le voile en tranches de 0.5m de hauteur et on suppose que la pression est constante sur chaque tranche et égale à la pression moyenne à mi hauteur.

Puisque le voile est destiné à assurer une étanchéité et qu'il est en contact avec l'eau on considère que la fissuration est très préjudiciable donc le calcul se fera à l'ELS seulement.

IV.2.1.1. CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION :

IV.2.1.1.a. Calcul des éléments de réduction sous la poussée des terres :

$$\gamma_{sol} = 2.7 \text{ t/m}^2 ; \nu = 0.2 ; \varphi = 27^\circ \text{ (Angle de frottement) [8]}$$

Les éléments de réduction sont donnés dans le tableau suivant on appliquant les formules précédentes:

X(m)	e(m)	k	γ	$M_x(t.m/ml)$	N (t/ml)	T (t/ml)
0	0.5	349	0.614	-0.130	0.500	-0.84
0.5	0.3	75.38	0.792	0.022	0.401	-0.6
1	0.3	75.38	0.792	0.061	1.201	-0.4
1.2	0.3	75.38	0.792	0.035	3.085	-0.18

Tableau IV.1: Valeurs des sollicitations sous la poussée des terres.

Les diagrammes de (M,N et T) sont représentés sur la figure suivante:

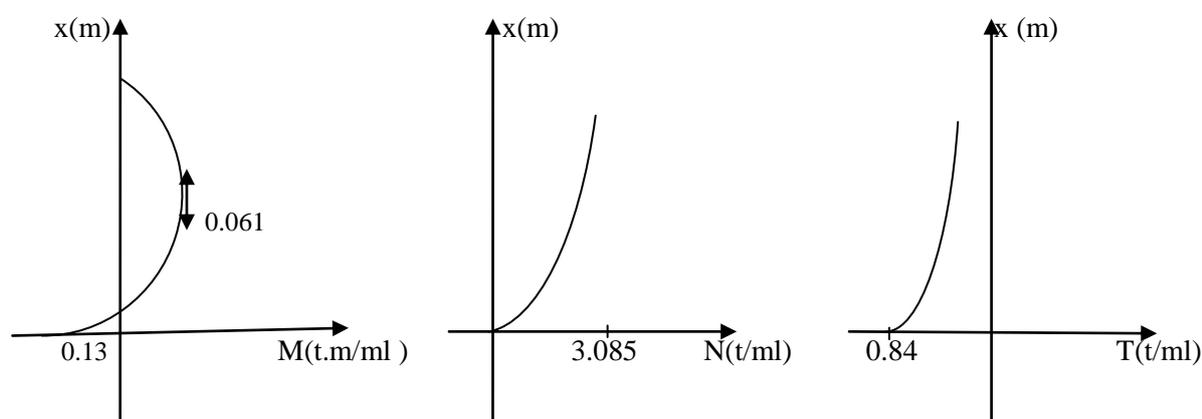


Figure IV.3 : Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée des terres.

IV.2.1.1.b. Calcul des éléments de réduction sous la poussée de l'eau :

$\gamma_e = 1t/m^3$; $h = 4.5m$ (hauteur de liquide) ; $k = 75.38$; $\gamma = 0.792$; $e = 0.3m$; $P_0 = 4.5 t/m^2$

x(m)	$M_x(t.m/ml)$	N (t/ml)	T (t/ml)
0	2.580	0.00	-3.147
0.5	0.093	3.050	-1.405
1	-0.325	13.376	-0.087
1.5	-0.903	22.672	0.262
2	-0.973	25.147	0.317
2.5	-0.794	27.127	0.244
3	-0.524	25.059	0.156
3.5	-0.293	23.777	0.093
4	-0.105	18.129	0.037
4.5	0.015	15.159	-0.006

Tableau IV.2 : Valeurs des sollicitations sous la poussée de l'eau.

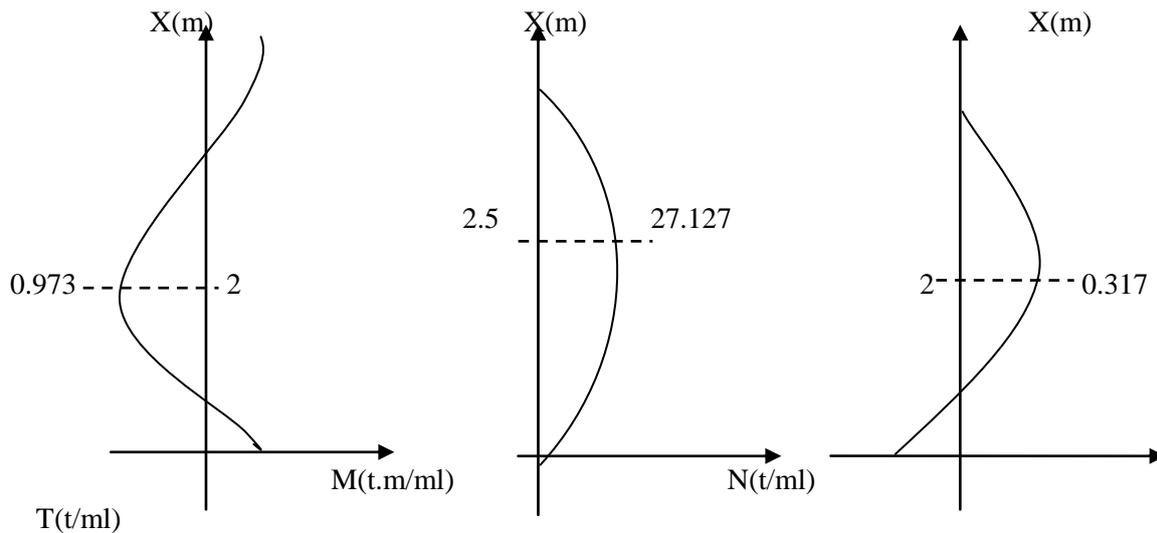


Figure IV.4: Diagramme des éléments de réduction M , N et T sous la poussée de l'eau.

IV.2.2. Calcul de ferrailage:

IV.2.2.1. Ferrailage a la traction sous la poussée hydrostatique:

A l'ELS avec :

$$\sigma_s = \min (1/2f_e, 110(\eta f_{t28})^{1/2}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} / \sigma_s$$

$$A_{\text{CNF}} = B f_{t28} / f_e = 0.15 \cdot 2.1 / 400 = 7.875 \text{ cm}^2$$

X(m)	$N_{i \text{ moy}}(\text{t/ml})$	$A_{\text{ser}} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{CNF}}(\text{cm}^2)$	$A_s^{\text{max}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres (cm^2)	Esp S_t
$0 \leq x \leq 0.5$	1.525	0.76	7.875	7.875	2(6HA14) = 18.48	16
$0.5 \leq x \leq 1$	8.213	4.07	7.875	7.875	2(6HA14) = 18.48	16
$1 \leq x \leq 1.5$	18.024	8.93	7.875	8.93	2(8HA14) = 24.64	12.5
$1.5 \leq x \leq 2$	23.909	11.86	7.875	11.86	2(8HA14) = 24.64	12.5
$2 \leq x \leq 2.5$	26.137	12.96	7.875	12.96	2(10HA14) = 30.80	10
$2.5 \leq x \leq 3$	26.093	12.94	7.875	12.94	2(10HA14) = 30.8	10
$3 \leq x \leq 3.5$	24.418	12.11	7.875	12.11	2(8HA14) = 24.64	12.5
$3.5 \leq x \leq 4$	20.953	10.39	7.875	10.39	2(8HA14) = 24.64	12.5
$4 \leq x \leq 4.5$	16.644	8.25	7.875	8.25	2(6HA14) = 18.48	16

Tableau IV.3: Ferrailage sous la poussée hydrostatique.

IV.2.2.2. Ferrailage verticale du voile:

L'existence de moment de part et d'autre de la paroi impose un ferrailage longitudinal la section sera calculée à la flexion composée.

Détermination de la force verticale sur le voile:

On a :

- Le poids de la paroi: $P_p = 2.5 * 5 * 0.3 = 3.75 \text{ t/ml}$
- Action de la coupole: $R_c = N_{\phi_{\text{ser}}} \sin \phi = 5.84 \sin 23.66 = 2.34 \text{ t/ml}$
- Poids de la ceinture: $P_{ce} = 2.5 * 0.4 * 0.65 = 0.65 \text{ t/ml}$

$$N = P_p + R_c + P_{ce} = 3.75 + 2.34 + 0.65 = 6.74 \text{ t/ml}$$

◆ Organisation de calcul à la flexion composée:

On a:

- section rectangulaire ($b = 1 \text{ m}$; $h = 30 \text{ cm}$).
- Flexion composée F.C avec compression.
- Fissuration très préjudiciable (FTP).....calcul à l'ELS.
- Calculer $e_0 = M/N$ (excentricité)

Si $e_0 > h/6 \Rightarrow$ Centre de pression à l'excentricité du noyau central \Rightarrow S.P.C

Si $e_0 < h/6 \Rightarrow$ Centre de pression à l'intérieur du noyau central \Rightarrow S.E.C

A la base $x = 0$:

$$M_{\text{ser}} = 2.580 \text{ t.m/ml}$$

$$e_0 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 2.580 / 6.47 = 0.39 \text{ m}$$

A mi travée $x = 2$:

$$M_{\text{ser}} = -0.973 \text{ t.m/ml}$$

$$e_0 = M_{\text{ser}} / N_{\text{ser}} = 0.973 / 6.47 = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{or : } h/6 = 0.3/6 = 0.05 \text{ m}$$

On voit que: $e_0 > h/6 \Rightarrow$ S.P.C, le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire.

Procédure de calcul :

$$\text{Moment actif: } M_{\text{ser},A} = N_{\text{ser}} * e_A \quad \text{Avec: } e_A = e_0 + \left[d - \frac{h}{2} \right] \text{ (l'excentricité additionnelle)}$$

$$h = 0.3\text{m} \quad d = (r/10)*h = \frac{10.5}{10} * 0.3 = 0.315\text{ m}$$

$$b=1\text{m} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e; 110(\eta f_{t28})^{1/2}) = 201.63\text{ MPa}$$

$$\alpha = \bar{\sigma}_{bc}^2 / (\bar{\sigma}_{bc}^2 + \sigma_s) \Rightarrow \alpha = 15*15 / [(15*15) + 201.63] = 0.527$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec:} \quad \mu_{rb} = (\alpha(1-\alpha/3))/2 = 0.217$$

$$Z = d(1-\alpha/3) \Rightarrow Z = 0.315*(1-0.527/3) = 0.26\text{ m}$$

- Si $M_{ser.A} < M_{rb} \Rightarrow A^{F.S} = 0$ et $A^{F.S} = M_{ser.A}/Z \bar{\sigma}_s$
- Si $M_{ser.A} > M_{rb} \Rightarrow A^{F.S} = (M_{ser.A} - M_{rb})/(d-d') \bar{\sigma}_{bc}$ et $A^{F.S} = M_{ser.A}/Z \sigma_s + A^{F.S} \bar{\sigma}_{sc}/\bar{\sigma}_s$

$$\text{Enfin :} \quad A^{F.C} = A^{F.S}$$

$$A_{ser}^{F.C} = A^{F.S} * \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$A_{min} = b d f_{t28}(e_0 - 0.45d) / f_c (4.5e_0 - 0.83d)$$

	X = 0	X = 2
M_{ser} (MN.m/ml)	0.0258	-0.0097
N_{ser} (MN/ml)	0.0674	0.0674
e_0 (m)	0.38	0.14
e_a (m)	0.555	0.305
$M_{ser.A}$ (MN.m/ml)	0.0359	0.0206
A	0.527	0.527
μ_{rb}	0.217	0.217
M_{rb} (MN.m/ml)	0.323	0.323
$A^{F.S}$ (cm ²)	0	0
Z(m)	0.26	0.26
$A_{ser}^{F.S}$ (cm ²)	6.85	3.93
$A_{ser}^{F.C}$ (cm ²)	0	0
$A_{ser}^{F.C}$ (cm ²)	3.64	0.00005
A_{min} (cm ²)	2.74	-0.078
$A_{adoptée}$ (cm ²)	6HA10 = 4.71	4HA12 = 4.52
Espacement (cm)	8	12.5

Tableau IV.4: Les résultats après le calcul.

IV.2.3.Vérification :

IV.2.3.a. Vérification des contraintes pour la poussée des terres:

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{bh+15A_s}; b = 0.3m; h = 0.5m; \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; A_{ser} = N_{ser} / \sigma_s$$

h(m)	(N _i +N _{i+1})/2 (MN/ml)	A _{ser} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)
0 ≤ x ≤ 0.5	0.0045	0.22	0.0299 < 15
0.5 ≤ x ≤ 1	0.0080	0.397	0.0531 < 15
1 ≤ x ≤ 1.2	0.0214	1.06	1.412 < 15

Tableau IV.5: Résultats des contraintes pour la poussée des terres.

IV.2.3.b. Vérification au cisaillement :

IV.2.3.b.1.Sous la poussée de l'eau:

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = V_u / b_0d = 1.5 T_{max} / b_0d$$

$$\Rightarrow \tau_u = 1.5 * 0.0315 / (1 * 0.315) \Rightarrow \tau_u = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

IV.2.3.b.2. Sous la poussée des terres:

$$\tau_u = 1.5 * 0.0084 / (1 * 0.315) = 0.04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfifié.}$$

IV.2.4. Ferrailage sous la poussée des terres:

On a:

à la base: $M = 0.0013 \text{ MN.m/ml}$

$N = 0.00674 \text{ MN/ml}$

À mi travée : $M = 0.0006 \text{ MN.m/ml}$

$N = 0.00674 \text{ MN/ml}$

Puisque les moments calculés sont très petits, donc négligeables, nous opterons pour un ferrailage minimum.

$$A_{\min} = 0.23 f_{t28} b_0 d / f_c \Rightarrow A_{\min} = 0.23 * 2.1 * 1 * 0.315 / 400 \Rightarrow A_{\min} = 3.80 \text{ cm}^2.$$

Nous opterons pour des 4HA12 = 4.52 cm² avec S_t = 25 cm.

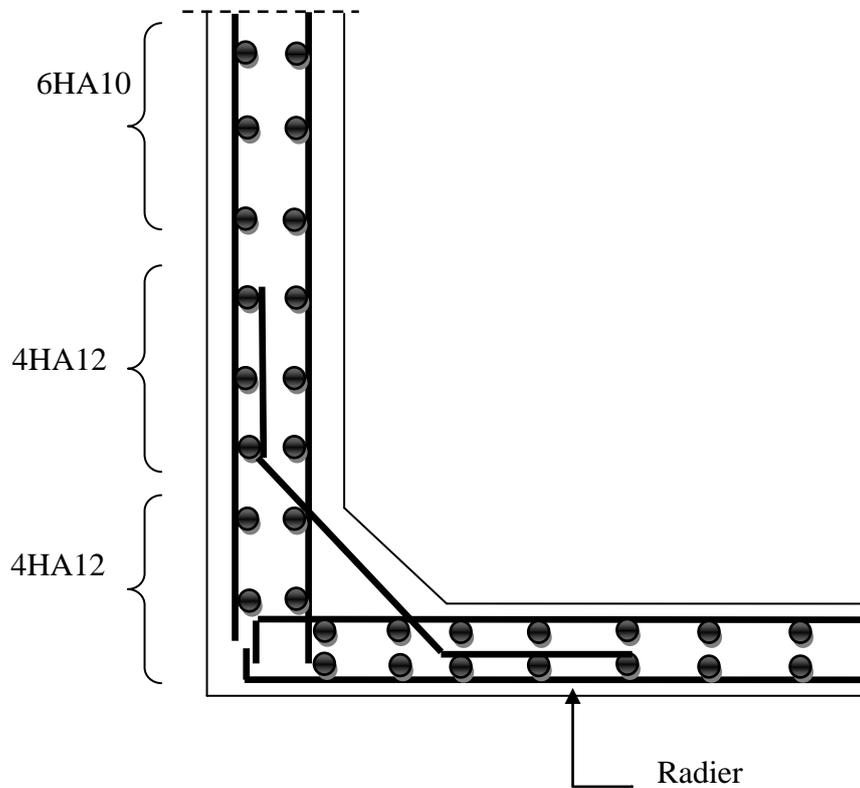


Figure IV.5: Schéma de ferrailage de la paroi.

CHAPITRE

V

ETUDE
HYDRODYNAMIQUE

V.1.Introduction :

Lorsqu'un réservoir est couvert et entièrement plein, il n'y a naturellement pas de mouvement relatif du liquide par rapport au réservoir, à la suite d'une excitation sismique.

D'un point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble (liquide - réservoir) constituait une masse unique. Par ailleurs, dans les réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement ; ce qui conduit à la formation de vagues en surface, entraînant la naissance de contraintes sur les parois.

Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, on utilise l'approche développée par Housner (Housner, 1963), dans laquelle l'action du liquide est décomposée en une action passive provoquant des efforts d'impulsion et une action active provoquant des efforts d'oscillation.

Les efforts d'impulsion provoqués par l'action passive proviennent du fait qu'une partie de la masse du liquide (eau) dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse M_i liée rigidement à la paroi du réservoir de la cuve d'une hauteur h_i comptée à partir de la base d'une manière à ce qu'elle exerce sur les parois les mêmes efforts horizontaux que la masse d'eau équivalente. (Figure V.1).

Quant aux efforts d'oscillations, ils proviennent de ce qu'une autre partie de la masse du fluide, dite masse active, se met en mouvement d'oscillation sous l'action du séisme. Son équivalent mécanique s'obtient en considérant une masse M_o retenue par des ressorts de raideurs K_o à un niveau h_o , dont les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoire que la masse active du liquide (Figure V.2).

Pour le calcul du moment de flexion des parois, les seules actions prises en compte sont celles sur les parois. Dans ce cas, la masse M_o est appliquée à un niveau h_o (Figure V.3)

Pour le calcul du moment de renversement d'ensemble, on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir. Dans ce cas, la masse M_o est appliquée à un niveau h'_o (Figure V.4).

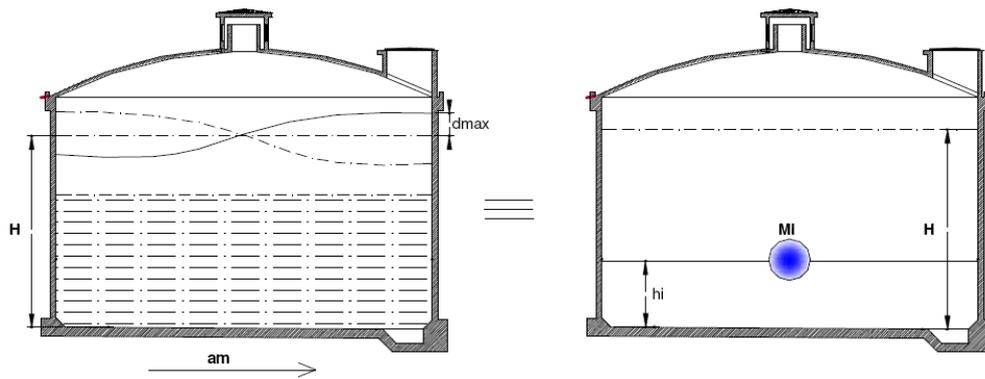


Figure V.1: Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion.

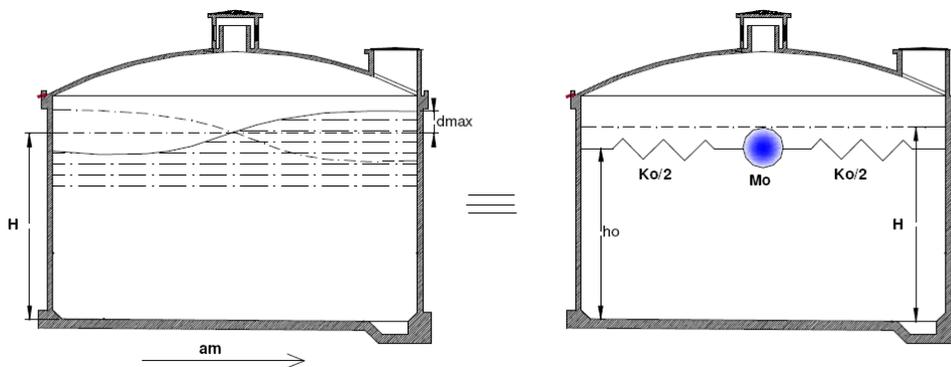


Figure V.2 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillations sur les parois.

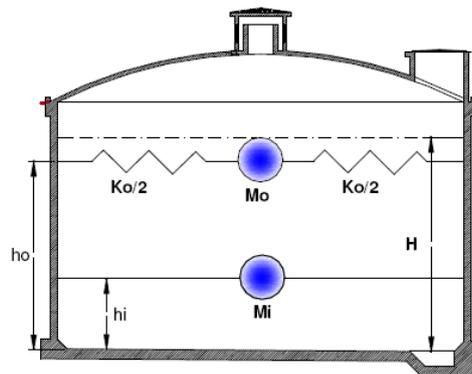


Figure V.3: Modèle à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_o (oscillation).

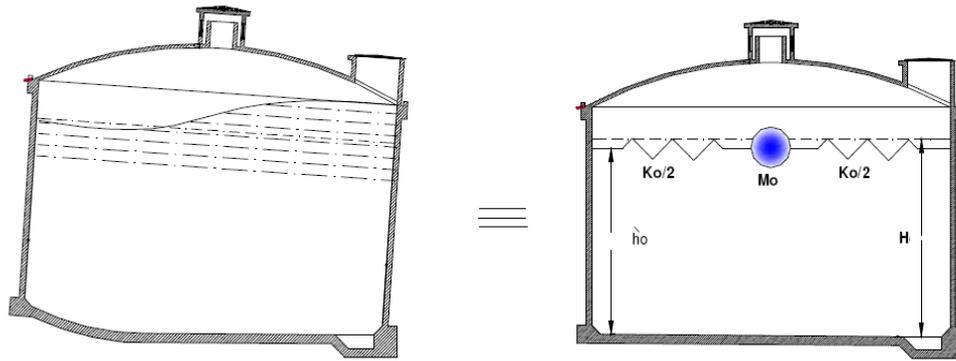


Figure V.4: Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation actions sur les parois et sur la base.

V.2.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

Quatre méthodes de calcul ont été développées ; considérant des hypothèses différentes selon la dépendance de la surpression par rapport au temps.

- **Méthode de JACOBSON :**

Cette méthode ne considère que la surpression d'impulsion avant que ne commencent l'oscillation du liquide. De plus le champ de vitesse dans le réservoir est directement proportionnel à la vitesse du sol ; ceci a pour première conséquence de pouvoir évoluer la surpression sans préjuger de la forme de l'accélération.

- **Méthode de HUNT et PRIESTLEY :**

Cette méthode tient compte à la fois des phénomènes d'impulsion et d'oscillations ; conduit à une relation entre les champs de vitesse du temps et l'accélération du sol.

- **Méthode des éléments finis:**

Description de SAP2000 :

SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet la saisie graphique des ouvrages de BTP avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets

statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et en charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calculs et des rapports explicatifs.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

- **Méthode de HOUZNER :**

Houzner sépare les deux phénomènes ; impulsion et oscillation et n'est applicable que pour un taux de remplissage $h/r \leq 1,5$.

Les deux méthodes de calcul de HUNT et PRIESTLEY et de HOUZNER donnent des résultats comparables dans le cas des réservoirs ayant un taux de remplissage $h/r < 1,5$; par contre pour les réservoirs ayant un taux de remplissage $h/r > 1,5$, la méthode de HOUZNER donne des résultats approchés à 10 % près. Donc dans le cas des réservoirs pour lesquels une meilleure précision est requise ; on utilise de préférence la méthode de HUNT et PRIESTLEY.

Le domaine d'application numérique de la méthode de HOUZNER se traduit par la condition suivante :

$$\frac{h}{r} < 1.5$$

h: hauteur du liquide

r: rayon du réservoir

A.N: $4.5/10.5 = 0.428 < 1.5$

D'où la méthode de HOUZNER est applicable.

V.3. PRESENTATION DE LA METHODE D'HOUZNER : [9]

Suivants l'énoncé de la méthode de HOUZNER, l'action de liquide est décomposé en deux types d'action:

- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion.

- Une action active provoquant des efforts d'oscillations.

V.4.HYPOTHESE DE CALCUL :

- La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans les réservoirs sera négligée.
- Le liquide dans les réservoirs sera considéré comme incompressible
- Les réservoirs sont liés rigidement à leurs sol de fondation, ce qui leur confère la même accélération que celle du sol

V.5.Organigramme de calcul :

L'étude hydrodynamique approchée par la méthode analytique de Housner, souvent méconnue par les ingénieurs civils de bureaux d'études, se prête bien à la programmation.

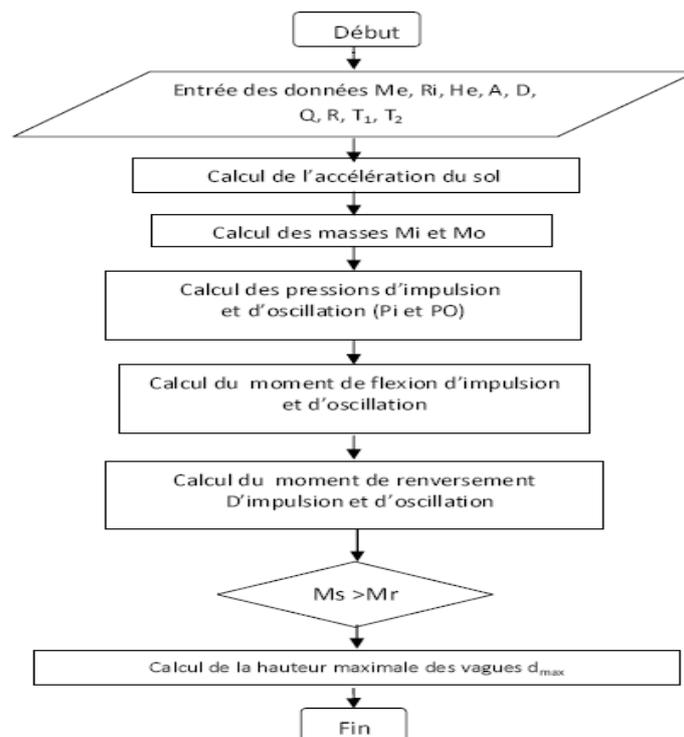


Figure V.5: Organigramme de l'étude hydrodynamique approchée par la méthode de Housner.

V.6. Méthode de calcul :

V.6.1. Calcul des actions d'impulsion :

Soit un réservoir cylindrique à base horizontale et parois verticales soumis à une accélération maximale a_m . En considérant un liquide incompressible et en exprimant le

principe de conservation masse et le principe fondamental de la dynamique, on détermine l'expression de la résultante des pressions hydrodynamique horizontales d'impulsion P_i :

$$P_i = a_m * M_i \quad \text{Avec} \quad M_i = M_e \left(\frac{th(\sqrt{3R}/h)}{\sqrt{3R}/h} \right) + M_r$$

■ Calcul de la masse d'inertie M_i :

♣ *Calcul de la masse de l'eau M_e :*

La masse de l'eau sera prise égale à 10 KN/m^3

$$M_e = V \cdot \gamma = 1557.83 * 10 = 15578.30 \text{ KN.}$$

Et on a la masse du réservoir vide est $M_r = 4207.16 \text{ KN}$ (voir chapitre descente de charge)

♣ *Calcul de la masse total du réservoir plein M_r :*

$$M_r = M_r + M_e = 4214.16 + 15578.30 = 19785.46 \text{ KN.}$$

D'où:

$$M_i = 15578.30 * \frac{th\left(\frac{\sqrt{3*10.5}}{4.5}\right)}{\sqrt{3*10.5}/4.5} + 4207.16 = 8059.40 \text{ KN.}$$

■ Calcul de l'accélération a_m :

◆ **Coefficient D'accélération A:** [4]

A : coefficient d'accélération de la zone pris suivant la zone sismique et le groupe d'usage de l'ouvrage.

Pour notre cas : Groupe d'usage: *IB* ; Zone sismique: *Ila*

On trouve : $A = 0,20$.

◆ **Coefficient de comportement R:** [4]

R : coefficient de comportement global de la structure, il est donné en fonction u système de contreventement.

Notre cuve est supportée par des parois en béton armé (voiles porteurs)

$$\Rightarrow R = 3.5 \text{ (tableau 4,3..... RPA99)}$$

◆ **Facteur d'amplification dynamique D:** [4]

D : facteur d'amplification dynamique moyen ; il prend en compte les variations de la structure lorsqu'elle est soumise à un séisme.

Puisque les réservoirs sont liés rigidement à leur sol de fondation ; ce qui leur confère la même accélération que le sol $\Rightarrow D=1$.

◆ **Facteur de la qualité Q:** [4]

Q : facteur de la qualité de la structure il est fonction de :

- redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q=1+\sum_i^6 p_q$

p_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non, sa valeur est donnée dans le tableau suivant :

Critère « q »	p_q
Condition minimales sur les files de contreventement	/
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0.1
Total	0.2

Tableau V.1: Valeurs de pénalité p_q .

Valeur des facteurs de qualité: $Q=1+0.2=1.2$

Donc: $a_m = (0.20 \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 9.81) / 3.5 \Rightarrow a_m = 0.67 \text{ m/s}^2$

D'où: $P_i = 0.67 \cdot 8059.40 \Rightarrow P_i = 539.98 \text{ KN}$.

V.6.2. Calcul des actions d'oscillation:

En partant de même hypothèse que précédemment en exprimant d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface et d'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit l'expression de distribution surpressions hydrodynamiques. La résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation (P_0) sera donnée par la formule suivante:

$$P_0 = 1.2 M_0 g \phi_0$$

● Calcul de la masse oscillante M_0 :

La masse oscillante de l'eau est donnée par la formule: $M_0 = M_e 0.318 \frac{R_i}{h} \text{th} \left(1.84 \frac{h}{R_i} \right)$.

$$\Rightarrow M_0 = 15578.30 * 0.318 * \frac{10.5}{4.5} \text{th} \left(1.84 * \frac{4.5}{10.5} \right)$$

$$\Rightarrow M_0 = 7600.80 \text{KN}.$$

Calcul de la pulsation fondamentale de vibration du liquide ω :

$$\omega^2 = 1.84 \frac{g}{R_i} \text{th} \left(1.84 \frac{h}{R_i} \right)$$

$$\Rightarrow \omega^2 = 1.84 \frac{9.81}{10.5} \text{th} \left(1.84 * \frac{4.5}{10.5} \right) = 1.13 \text{ rad/s}$$

$$\Rightarrow \omega = 1.06 \text{ rad/s}$$

L'angle maximal d'oscillation (ϕ_0) de la surface libre est exprimé en fonction du spectre d'accélération S_a .

$$\phi_0 = 0.83 S_a / g$$

S_a : spectre d'accélération: $S_a = \omega_0 S_v$.

S_v : il est déterminé à partir du spectre de réponse en fonction de Coefficient d'amortissement (ξ) et T.

Calcul de la période d'oscillation du liquide T :

$$T = 2\frac{\pi}{\omega}$$

$$\Rightarrow T = 2 * 3.14 / 1.06 \Rightarrow T = 5.92 \text{ s}$$

Détermination de la valeur spectrale:

Pour déterminer les valeurs spectrales, on utilise le spectre de réponse du séisme **d'EL CENTRO**, on prend $\xi = 0.5 \%$ (amortissement de l'eau).

$$\begin{cases} T = 5.92 \text{ s} \\ \xi = 5\% \end{cases} \quad \text{D'après le spectre de réponse d'EL CENTRO}$$

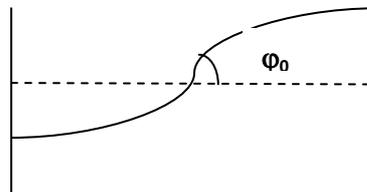
$$S_v = 0.8 \text{ m/s}$$

$$S_a = \omega_0 S_v = 1.06 * 0.8 = 0.848 \text{ rad} \cdot \text{m/s}^2$$

D'où l'angle maximal d'oscillation est :

$$\varphi_0 = 0.83 S_a / g = 0.83 * 0.848 / 9.81 = 0.072 \text{ rad}$$

$$\varphi_0 = 0.072 \text{ rad}$$



$$\text{D'où: } P_0 = 1.2 * 7600.80 * 9.81 * 0.072$$

$$\Rightarrow P_0 = 644.23 \text{ KN.}$$

V.6.3. Calcul des moments de flexion:

- Action d'impulsion :

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion est donnée par la formule suivante:

$$M_{fi} = P_i * h_i \quad \text{Avec :}$$

h_i : Le niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier exprimé par :

$$h_i = 3/8 h$$

$$\Rightarrow h_i = (3/8) * 4.5 \Rightarrow h_i = 1.69 \text{ m.}$$

$$\text{D'où: } M_{fi} = 539.98 * 1.69 \Rightarrow M_{fi} = 912.57 \text{ KN.m.}$$

- **Action d'oscillations :**

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion est donné par la formule suivante:

$$M_{f0} = P_o * h_0 \quad \text{Avec:}$$

h_0 : Le niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier exprimé par:

$$h_0 = h \left[1 - \frac{1}{1.84 \frac{h}{R_i} \text{th} \left(1.84 \frac{h}{R_i} \right)} + \frac{1}{1.84 \frac{h}{R_i} \text{sh} \left(1.84 \frac{h}{R_i} \right)} \right]$$

$$\Rightarrow h_0 = 4.5 \left[1 - \frac{1}{1.84 \frac{4.5}{10.5} \text{th} \left(\frac{1.84 * 4.5}{10.5} \right)} + \frac{1}{1.84 \frac{4.5}{10.5} \text{sh} \left(\frac{1.84 * 4.5}{10.5} \right)} \right] \Rightarrow h_0 = 2.35 \text{ m.}$$

$$\text{D'ou: } M_{f0} = 644.23 * 2.35 \Rightarrow M_{f0} = 1513.94 \text{ KN.m}$$

V.6.4. Calcul des moments de renversement:

- **Action d'impulsion :**

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion, est donné par:

$$M_{ri} = P_i * h'_i \quad \text{Avec:}$$

h'_i : Le niveau d'application des pressions d'impulsion, incluant l'effet de la pression sur la base s'écrit:

$$h'_i = \frac{h}{8} \left[4 \frac{\sqrt{3} \frac{R_i}{h}}{\text{th} \left(\sqrt{3} \frac{R_i}{h} \right)} - 1 \right]$$

$$\Rightarrow h'_i = \frac{4.5}{8} * \left[4 \frac{\sqrt{3} \frac{10.5}{4.5}}{\text{th} \left(\sqrt{3} \frac{10.5}{4.5} \right)} - 1 \right] \Rightarrow h'_i = 8.54 \text{ m}$$

$$\text{D'où: } M_{ri} = 539.98 * 8.54 \Rightarrow M_{ri} = 4611.43 \text{ KN.m}$$

- **Action d'oscillations :**

Le moment de renversement d'ensemble, sous l'action d'impulsion, est donné par:

$$M_{r0} = P_0 \cdot h'_0 \text{ Avec:}$$

\hat{h}_0 : Le niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la base est tel que:

$$h'_0 = h \left[1 - \frac{ch \left(\frac{1.84h}{R_i} \right) - 2}{1.84 \frac{h}{R_i} sh \left(\frac{1.84h}{R_i} \right)} \right]$$

$$\Rightarrow h'_0 = 4.5 * \left[1 - \frac{ch \left(\frac{1.84 * 4.5}{10.5} \right) - 2}{1.84 \frac{4.5}{10.5} sh \left(\frac{1.84 * 4.5}{10.5} \right)} \right] \Rightarrow h'_0 = 8.90 \text{ m.}$$

D'où: $M_{r0} = 644.23 * 8.90 \Rightarrow M_{r0} = 5733.65 \text{ KN.m}$

V.7. Vérification à faire :

V.7.1. Etat limite ultime de stabilité:

Sous l'effet de l'action sismique a l'ELU, la stabilité d'ensemble de réservoir vis a vis l'effondrement doit être satisfaisante. La stabilité d'ensemble se rapportant a un comportement de corps rigide peut être perdue par glissement ou renversement. A cet effet il y a lieu de satisfaire la condition suivante:

$$K = \frac{M_{stab}}{M_{renv}} \geq 1.5$$

Pour le moment de renversement, nous considérant la somme des deux moments précédemment calculs (d'impulsion et 'oscillation).

◆ Le moment de renversement max:

$$M_{renv} = M_{ri} + M_{r0} = 4611.43 + 5733.65 = 10345.08 \text{ KN.m}$$

◆ Le moment stabilisateur:

$$M_{stab} = M_r * R_{ext}$$

$$M_{\text{stab}} = 4207.16 * 10.8 = 45437.33 \text{ KN.m.}$$

$$\Rightarrow K = \frac{45437.33}{10345.08} = 4.39 > 1.5 \Rightarrow \text{Pas de risque de renversement.}$$

V.7.2. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal:

Il ya lieu de s'assurer que sous l'effet de l'action sismique de dimensionnement approprié, le réservoir peut subir un endommagement de certains de ces composants, dans la mesure où toutefois, après les opérations de contrôle des dommages.

La hauteur maximale des vagues, après oscillations est donnée par la relation suivante :

$$d_{\text{max}} = \frac{0.408 r}{\left(\frac{g}{\omega^2 \phi_0 r} - 1\right) \text{th}\left(1.84 \frac{h}{r}\right)}$$

$$\Rightarrow d_{\text{max}} = \frac{0.408 * 10.5}{\left(\frac{9.81}{1.06^2 * 0.072 * 10.5} - 1\right) \text{th}\left(1.84 \frac{4.5}{10.5}\right)}$$

$$\Rightarrow d_{\text{max}} = 0.618 \text{ m}$$

$$h = d_{\text{max}} + 4.5\text{m} = 5.118 \text{ m} < 5.5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

La hauteur qui sépare le niveau d'eau et la toiture est de 1 m, donc la vague ne risque pas d'endommager la toiture.

V.7.3. Vérification au cisaillement :

Effort tranchant résultant:

$$V = P_i + P_0$$

$$\Rightarrow V = 539.98 + 644.23 = 1184.21 \text{ KN.}$$

A : aire d'appui du radier.

$$A = \pi (10.8^2 - 10.5^2) \Rightarrow A = 20.06 \text{ m}^2.$$

$$\tau = V/A = (1184.21 * 10^{-3}) / 20.06 = 0.059 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.1f_{c28}, 3Mpa\} = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$\bar{\tau}_u > \tau \Rightarrow$ La résistance au cisaillement est vérifiée.

V.8.Conclusion:

L'étude hydrodynamique, en faisant intervenir les effets et les lois de l'hydrodynamique, nous montre qu'on ne peut pas négliger l'effet des vagues, car si on ne prévoit pas une hauteur suffisante pour amortir ces effets, la paroi et la coupole risquent d'être endommager par le mouvement de l'eau.

CHAPITRE

VI

ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.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 ; la fondation a aussi comme rôles :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Limiter les tassements différentiels éventuels ;
- L'exploitation des sous-sols.

VI.2. Rapport de sol : [8]

Le site choisi pour servir d'assise à notre réservoir est constitué essentiellement de quatre couches suivantes :

0-1m : terre végétale

1-6m : Roche calcaire dur parfois friable

6-8 m : Marne jaune caillouteuse. (Calcarénite)

8-9m : Marne compacte bigarré.

Les fondations doivent être ancrées à au moins 1.2m, par rapport au terrain naturel et dans tous les cas sous les remblais.

La contrainte à appliquer dans les calculs est à 1.5 bars.

VI.2.1. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- L'importance de l'ouvrage
- La profondeur de bon sol

Le type de fondations suggère est superficiel, ancrés à 1.2m, du niveau de la base, la capacité portante moyenne estimée est de 1.5 bars. [8]

Pour le choix du type de fondation superficielle, on a un changement uniforme donc on prévoit un radier général.

VI.2.2. Combinaison de calcul à considérer :

Dans le cas particulier de point d'appui soumis à une charge dite centrée, les combinaisons d'action de calcul à considérer d'après le RPA99 sont : $G + Q + E$; $0.8 G \pm E$

VI.3. Pré dimensionnement du Radier :

◆ Définition de radier :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent-elles même comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à une réaction du sol.

Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentielle.

VI.3.1. Condition de non poinçonnement: [4]

$$h_r \geq \frac{Q_u}{0.045 \mu_c f_{c28}}$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{AVEC}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4.207 \text{ MN} \dots \dots \text{poids du réservoir vide.} \\ Q = 15.578 \text{ MN} \dots \dots \text{poids du volume total d'eau.} \end{array} \right.$$

$$Q_u = 1.35 * 4.207 + 1.5 * 15.578 \Rightarrow Q_u = 29.05 \text{ MN.}$$

μ_c : Périmètre de la surface d'impact.

R_m : rayon du centre du réservoir à l'axe du voile.

$$\mu_c = 2 \pi R_m = 2 * 3.14 * 10.65 \Rightarrow \mu_c = 66.88 \text{ m}$$

$$h_r \geq \frac{29.05}{0.045 * 66.88 * 25} = 0.386 \text{ m.} \quad \text{On prend } h_r = 40 \text{ cm.}$$

VI.3.2. Calcul du diamètre du radier:

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

$$N_u = Q_u = 29.05 \text{ MN.}$$

Engendrant une contrainte:

$$\sigma = \frac{N_u}{A} = \frac{4 N_u}{\pi D^2} \leq \sigma_s \Rightarrow D \geq \sqrt{\frac{4 N_u}{\pi \sigma_s}}$$

$$\Rightarrow D \geq \sqrt{\frac{4 * 29.05}{3.14 * 0.2}} = 13.60 \text{ m.}$$

VI.3.3. Condition de rigidité:

$$d \geq \frac{D - D_m}{4} b$$

Avec :

$$D_m = 21.3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow D \leq 4d + D_m \quad \text{or} \quad d = h_r - \text{enrobage}$$

Soit l'enrobage = 5 cm

On aura donc: $D \leq 22.7 \text{ m}$

On prendra: $D = 22.4 \text{ m}$

Avec un débord: $b = (D - D_{\text{ext}})/2 \Rightarrow \mathbf{b = 0.5 \text{ m}}$

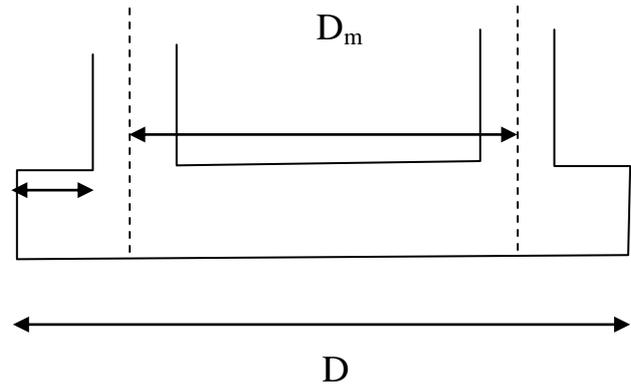


Figure VI.1: Coupe vertical de radier.

VI.4. Calcul des sollicitations :

La répartition des contraintes dans le sol est supposé généralement linéaire.

Réservoir vide :

$N = G = 4.207 \text{ MN}$poids de réservoir vide.

$$A = \pi D^2 / 4 = 3.14 * 22.4^2 / 4 = 393.88 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = N/A = 4.207 / 393.88 \Rightarrow \sigma = 0.011 \text{ Mpa}$$

Réservoir plein :

$$N = G + Q = 19.785 \text{ MN}$$

Les contraintes :

σ_1 : Contrainte due au réservoir vide.

σ_2 : Contrainte due au réservoir plein.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} = 0.011 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y$$

Avec :

$$M = M_{ft} = M_{fi} + M_{fo} \Rightarrow M = 912.57 + 1513.94 = 2426.51 \text{ KN.m}$$

$$I = \pi D^4 / 64 \Rightarrow I = 3.14 * 22.4^4 / 64 \Rightarrow I = 12352.13 \text{ m}^4$$

$$y = R = 11.2 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \sigma_2 = \frac{4.207}{393.88} + \frac{2426.51}{12352.13} 11.2 = 2.210 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_1 = 0.011 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = 2.210 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.560 \text{ Mpa}$$

IV.5. VERIFICATION:

-Vérification de contrainte:

G1= 4.207 MN poids de réservoir à vide

$$G2 = \gamma_{\text{sol}} \cdot V = \gamma_{\text{sol}} (D^2 - D_{\text{est}}^2) \cdot 1.2 = 1.432 \text{ MN}$$

Avec $\gamma_{\text{sol}} = 2700 \text{ kg/m}^3$ [8]

$$G = G1 + G2 = 5.639 \text{ MN}$$

-Vérification en situation durable et transitoire :

$$\sigma = G/A = 0.0143 \text{ MN} \leq \sigma_{\text{adm}} = 0.15 \text{vérifier.}$$

-Vérification en situation accidentelle

$$N = G + Q = 21.217 \text{ MN}$$

$$\sigma_1 = N/A = 0.0538 \text{ MPa}$$

$$M_r = N \cdot h_r = 21.217 \cdot 0.4 = 8.48 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_2 = N/A \pm M_r \cdot y/I \leq 1.3 \cdot \sigma_{\text{admsol}}$$

$$\sigma_2 = \frac{21.217}{393.88} + \frac{8.486}{12352.13} \cdot 11.2$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 0.0538 \text{ MPa} < 0.195 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 0.0614 \text{ MPa} < 0.195 \text{ MPa} \end{array} \right\}$$

-Vérification de la stabilité de l'ouvrage :

$$M_s > 1.5 M_r$$

$$M_s = G R_m$$

$$M_s = 5.639 \cdot 11.05 = 62.310 \text{ MN.m} > 12.729 \text{ MN.mvérifier}$$

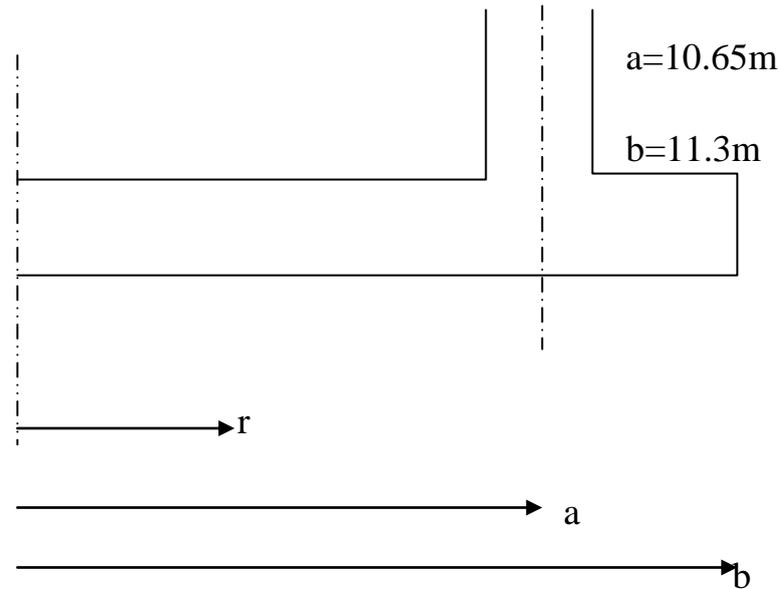
$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = 8.486 \text{ MN.m} \\ R_m = (22.6 + 21.6)/4 = 11.05 \text{ m} \end{array} \right.$$

IV.6. Ferrailage du Radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

Deux cas se présentent :

1. Radier parfaitement encastré.
2. Radier simplement appuyé.



$0 \leq r \leq a$ -----Partie Inferieure [5]

$$M_r = \sigma \frac{a^2}{16} [-(3+\mu)\alpha^2 + (1+3\mu)\beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta]$$

$$M_t = \sigma \frac{a^2}{16} [(1+3\mu)(\beta^2 - \alpha^2) + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta]$$

$a \leq r \leq b$ -----Partie Extérieure

$$M_r = \sigma \frac{a^2}{16} [(3+\mu)\beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta - (3+\mu)\alpha^2 - 2(1-\mu)\frac{\beta^2}{\alpha^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \alpha]$$

$$M_t = \sigma \frac{a^2}{16} [2(1-\mu) - (1-5\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln \beta - (1+3\mu)\alpha^2 + 2(1-\mu)\frac{\beta^2}{\alpha^2} + 4(1+\mu)\beta^2 \ln \alpha]$$

On aura par simplification :

$$\text{SDT} \Rightarrow \text{ELS} \Rightarrow \mu = 0.2; \sigma = 0.011 \text{ Mpa}$$

$$0 \leq r \leq a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = 0.0779 [-0.028r^2 + 3.080] \\ M_t = 0.0779 [-0.014r^2 + 3.0695] \end{array} \right.$$

$$a \leq r \leq b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = 0.0779 [4.916 - 0.0282r^2 - 204.16/r^2 + 5.4 \ln (r^2/113.422)] \\ M_t = 0.0779 [1.28 - 0.0141 r^2 + 204.16/r^2 + 5.4 \ln (r^2/113.422)] \end{array} \right.$$

Avec :

M_r : Moment radial

M_t : Moment tangentiel

B : rayon du bord extérieur de la dalle

a : rayon de l'ouverture de la dalle

α : r/a

β : $b/a=1.066$

Remarque :

Le radier est toujours en contact avec l'eau ; la fissuration est très préjudiciable ; le calcul se fera uniquement à l'ELS avec $\sigma=0.011\text{Mpa}$.

r(m)	$M_r(\text{MN.m})$	$M_t(\text{MN.m})$
0	0.240	0.240
1	0.237	0.239
2	0.231	0.234
3	0.226	0.232
4	0.205	0.221
5	0.185	0.211
6	0.161	0.200
7	0.133	0.185
8	0.100	0.170
9	0.0632	0.150
10	0.0218	0.130
11	-0.136	0.126
11.6	0	0.141

Tableau VI.1: Résultats des moments radiaux et tangentiels.

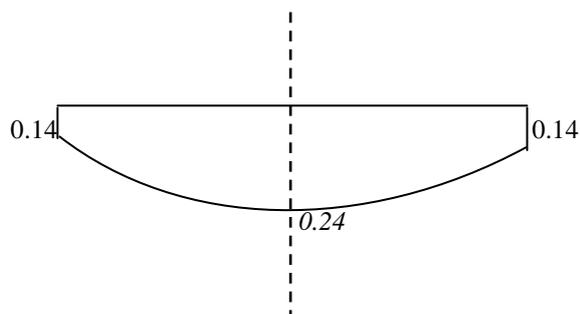


Figure VI.2: Diagramme de moment tangentiel.

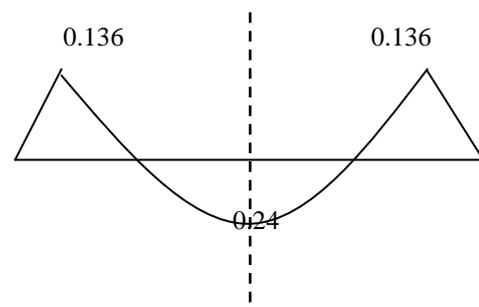


Figure VI.3: Diagramme du moment radial.

• **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section rectangulaire (b=1 , h=0.4m)

Organisation de calcul :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec } \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations normales,}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ pour les situations accidentelles,}$$

Cas de la Fissuration Préjudiciable :

$\eta = 1,0$ pour aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour aciers HA $\varnothing > 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ pour aciers HA $\varnothing < 6\text{mm}$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110(\eta f_{tj})^{1/2} \right\} = 201.63 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\alpha_r = 15 \bar{\sigma}_{bc} / (15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s) = 225 / 426.63 = 0.527$$

$$\mu_{rb} = \alpha_r / 2(1 - \alpha_r / 3) = 0.3197$$

$$d = 10.5 / 10 * h = 0.42 \quad \rightarrow M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0.8421 \text{MN.m}$$

On a toujours $M_{ser} < M_{rb} \Rightarrow \dot{A}_{ser} = 0$

$$Z_r = d (1 - \alpha_r / 3) = 0.42(1 - 0.527 / 3) \quad A'_{ser} = M_{ser} / (Z_r \cdot \bar{\sigma}_s)$$

◆ **Ferrailage radial:**

R(m)	Nappe inferieure			Nappe sup
	0→3	3→6	6→9	9→11.6
M_{ser}^{max} (MN/ml)	0.240	0.221	0.200	0.150
A_s (cm ²)	34.38	31.66	28.65	21.49
A_s (cm ²) adoptée	8HA25 = 39.27	7HA25 = 34.36	6HA25 = 29.45	5HA25 = 24.54
Esp (cm)	12.5	14	16.5	20

Tableau VI.2: Résumé de calcul de ferrailage radial.

◆ *Ferraillage tangentiel:*

R(m)	Nappe inferieure			N
	0→3	3→6	6→9	9→11.6
M_{ser}^{max} (MN/ml)	0.240	0.226	0.161	-0.136
A_s (cm ²)	34.38	32.38	23.06	19.48
A_s (cm ²) adoptée	8HA25= 39.27	7HA25 = 34.36	5HA25 = 24.54	4HA25 = 19.64
Esp (cm)	12.5	14	20	25

Tableau VI.3: Résumé de calcul de ferraillage tangentiel.

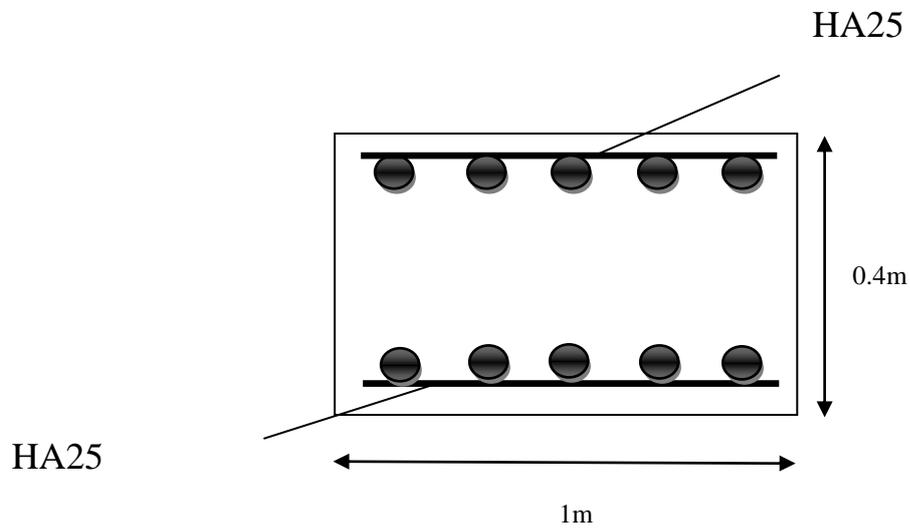


Figure VI.4: Schéma de ferraillage de radier.

**CONCLUSION
GENERALE**

Conclusion générale :

Le présent travail élaboré a porté sur l'étude d'un réservoir d'eau en béton armé de capacité 1500m^3 , et ceci dans le but de répondre aux exigences du règlement parasismique Algérien.

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 de découvrir le logiciel *SAP2000*.

Au terme de ce travail, nous avons conclut ce qui suit:

- Dans notre ouvrage (réservoir d'eau) le seul élément de contreventement est le voile circulaire dont son ferrailage n'est pas soumis aux règle de BAEL, alors, on a eu recoure a quelques livres, et jusqu'à maintenant aucune solution n'est pas présenté dans le BAEL.
- L'étude de la coupole et du voile cylindrique nous a permis d'appliquer la théorie d'élasticité pour déterminer les sollicitations.
- On tient compte de l'effet hydrodynamique quand la capacité du réservoir est à 1000m^3 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.
- Dans l'étude de l'infrastructure, on a opté pour un radier générale malgré que le sol est de bonne qualité (contrainte admissible = 1.5 bars), ceci est du au faite que le chargement est uniforme sur toute la surface de réservoir.

Nous estimons qu'il est de notre pouvoir de réaliser un réservoir d'eau tout en apportant une stabilité à l'ouvrage pour entre autre sauver des vies humaines et assurer sa durabilité avec le temps.

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

Références bibliographiques :

[1] BAEL 91.

[2] Règle de calcul et de conception en béton armé.

[3] DTR BC 2.2 2005.

[4] Règles parasismiques Algérien. (RPA 99 version 2003)

[5] Calcul des ouvrages en Béton Armé. (BELAZOUUGUI)

[6] Traité des ouvrages en béton Armé [Tome 6]. (GUERRIN)

[7] TIMOSHINKO (Theory of plates and Shells).

[8] Rapport de sol.

[9] Thèse de doctorat « Diagnostic et analyse de risques lies au vieillissement des réservoirs en B.A, développement de méthodes d'aide a l'expertise ».

(Hocine HAMMOUM).