

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

THEME :

Analyse d'étude géotechnique et vérification du dimensionnement du réservoir d'eau de stockage du AEP de la ville de Guelma à partir du barrage de Daraan

Présenté par :

➤ BEDOUD Siham.

Sous la direction de :

Doctorant. GUEROUI Reda

Année universitaire

2019 / 2020

Remerciements

Tout d'abord, je remercie ALLAH qui m'a donné la santé et la volonté pour terminer ce modeste travail de fin d'étude.

Je remercie vivement, mon encadreur Mr GUERROUI RED, pour l'aide précieux qu'il nous a offert dans l'élaboration de ce travail.

*L'ensemble des professeurs de Génie Civil qui ont contribué à
Notre formation.*

Ainsi tout le staff administratif de département de génie civil.

Je remercie aussi, tout le staff administratif de direction hydraulique de la wilaya de Guelma et la subdivision de Bouche gouf.

DÉDICACES

" وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب "

Je dédie ce travail à :

*Amon mari qui m'a également donné tous les conseils, je dis
merci.*

Dans mes études jusqu'à la fin de ma formation.

Toute ma famille BEDOUD et FAIZI

Mes amies.

A toute la Promotion 2020.

*Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la
Réussite.*

BEDOUD Siham

RESUME

L'eau est la base de vie pour tous les êtres vivants sur globe terrestre. Nous avons donc dû donner les soins appropriés à cet élément vital. De ce point de vue, et cette simple contribution a pour objet l'étude d'un réservoir posé sur sol de capacité 1000 m³, avec un système d'adduction d'eau à l'agglomération de AINE BEN BAIDA commune de BOUCHKOUF willaya GUELMA.

Cette étude est divisée en deux parties :

Première partie : Comporte une étude des besoins en eau potable, calcul capacité du réservoir, d'ouvrage de captage, de station de pompage et système d'adductions d'eau.

Deuxième partie : Comporte une étude géotechnique du sol de l'assiette du réservoir, calcul génie civil d'un réservoir d'eau et toutes sujétions de sa réalisation.

Mots clés : Besoins en eau ; ouvrage de captage ; adduction ; station de pompage ; équipements du réseau AEP ; géotechnique du sol, réservoir d'eau, Robot.

ABSTRACT

In this memory of end of study project, we have developed the study of an elevated tank in tapered form with a capacity of 1000 m³ at the level of the city «BOUCHCOUF », wilaya of GUELMA, in order to meet the various needs in water settlement. We have, from the hydraulic point of view, sized Castle water and in the engineering part, by setting the value and quality of cements and steels in order to increase their resistance and endurance to external factors such as wind, we have designed the different component of work.

ملخص الدراسة

إن الماء هو أساس الحياة لكل الكائنات الحية على وجه المعمورة، لذا كان لازماً علينا اعطاء العناية اللائقة لهذا العنصر الحيوي، ومن هذا المنطلق وبهذه المساهمة البسيطة جداً ارتأينا تقديم دراسة متواضعة لمشروع انجاز خزان مائي فوق الأرض بسعة 1000 م³ مع منظومة نقل المياه الصالحة، لتزويد بلدية عين بن بيضاء دائرة بوشقوف ولاية قالمة.

تحتوي الدراسة على جزئين:

الجزء الأول: تناول عدة نقاط هي الاحتياج من ماء الشرب، سعة الخزان ومصادر المياه.

الجزء الثاني: تناول دراسة خصائص التربة وبناء الخزان المائي من حيث التسليح.

كلمات مفتاح الاحتياج من ماء الشرب، محطة الضخ، تجهيز الشبكة للمياه الشرب، خصائص التربة خزان مائي.

Sommaire

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : Généralités.

I.1	Présentation de l'ouvrage :	4
I.2	Caractéristiques du réservoir d'eau :	4
I.3	Description de l'ouvrage :	8
I.4	Aspect du réservoir et exigence technique :	8
I.5	Les effets à prendre en compte :	8
I.6	Classification des réservoirs :	9
I.7	Caractéristiques du site :	9
I.8	Réglementation et normes utilisées :	9
I.9	Présentation du site du projet :	9
I.9.1	Situation géographique :	9
I.9.2	Caractéristiques physiques du projet :	10
I.10	Population :	11
I.11	Caractéristiques mécaniques des matériaux :	11
I.11.1	Le béton :	11
I.12	Méthode de calcul :	15
I.12.1	L'acier :	18
I.12.2	Caractéristiques mécaniques :	18
I.12.3	Contrainte limite de traction des armatures :	19
I.13	Etats limites :	20
I.13.1	ELU :	20
I.13.2	Hypothèse de calcul :	20
I.13.3	En résumé :	22
I.13.4	ELS :	22

CHAPITRE II : Avant métré.

II.1	Introduction :	25
II.2	Pré dimensionnement des éléments :	25
II.2.1	Calcul du diamètre du réservoir :	25
II.2.2	La coupole :	26
II.3	Descente de charge :	27
II.3.1	Le poids de la coupole :	29
II.3.2	Caractéristiques de l'ouvrage :	29
II.3.3	Pré dimensionnement de la ceinture : [5]	31
II.3.4	Les parois (voile circulaire du réservoir) : [5]	32

CHAPITRE III: Calcul des éléments secondaires.

III.1	Calcul de lanterneau :	37
III.1.1	Calcul de la dalle de lanterneau :	37
III.1.2	Le ferrailage :	40
III.1.3	Les armatures supérieures (nappe supérieure)	42
III.2	Calcul du voile circulaire :	45
III.3	Calcul de coupole de couverture :	48
III.3.1	Introduction :	48
III.3.2	Méthode de calcul [7] :	49
III.3.3	Calcul des tensions :	50
III.3.4	Ferrailage de la coupole :	55

CHAPITRE IV: Calcul des éléments porteurs.

IV.1	Etude de la ceinture circulaire :	58
IV.1.1	Introduction :	58
IV.2	Détermination des efforts :	58
IV.3	Etude des parois :	59
IV.3.1	Méthode de calcul :	61
IV.3.2	Calcul de ferrailage :	63

IV.3.3	Vérification :	66
IV.3.4	Ferraillage sous la poussée des terres :	66

CHAPITRE V : Equipements hydrauliques.

V.1	Définition d'un réservoir :	70
V.2	Place du réservoir dans le réseau :	70
V.3	Utilités des réservoirs :	71
V.4	Emplacements des réservoirs :	71
V.5	Principe de construction :	71
V.6	Equipement du réservoir :	72
V.7	Paramètres du réseau :	74
V.8	Choix du type de conduite :	75
V.9	Classification des réseaux :	75
V.10	Equipement du réseau :	75
V.11	Capacité du réservoir :	77
V.12	Station de pompage :	78
V.13	Classification des pompes :	78
V.14	Paramètres hydrauliques des pompes :	79
V.15	Choix de type de pompe :	79

CHAPITRE VI: Etude hydrodynamique.

VI.1	Introduction :	82
VI.2	Choix de la méthode de calcul :	84
VI.3	Présentation de la méthode d'HOUSNER : [9]	86
VI.4	Hypothèse de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
VI.5	Organigramme de calcul :	86
VI.6	Méthode de calcul :	87
VI.6.1	Calcul des actions d'impulsion :	87
VI.7	Etude sismique :	88
VI.8	Calcul des moments de flexion :	90
VI.8.1	Calcul des moments de renversement :	91

VI.9	Vérification à faire :	92
VI.9.1	Etat limite ultime de stabilité :	92
VI.9.2	Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal :	92
VI.9.3	Vérification au cisaillement :	92
VI.10	Conclusion :	93

CHAPITRE VII : Modélisation.

VII.1	Modélisation et interprétation des résultats :	95
VII.1.1	Modélisation :	95
VII.1.2	Les étapes de la modélisation :	95
VII.2	. Introduction du poids propre :	96
VII.3	Introduction de la charge du vent :	96
VII.4	Introduction de la charge d'eau :	97
VII.5	Interprétations et exploitation des résultats :	98
VII.5.1	Coupole supérieure :	98
VII.5.2	Cuve circulaire :	102
VII.5.3	Calcul des armatures passives :	109

CHAPITRE VIII : Etude géotechnique.

VIII.1	Introduction :	112
VIII.2	Etude de sol :	112
VIII.3	Reconnaissance géotechnique du site :	112
VIII.3.1	Travaux de reconnaissance réalisée :	113
VIII.3.2	Identification physique :	113
VIII.4	Conclusion :	115
VIII.5	Proposition :	116

CHAPITRE XI : Etude de l'infrastructure.

IX.1	Introduction :	118
IX.2	Rapport de sol : [8]	118
IX.2.1	Choix du type des fondations :	118
IX.2.2	Combinaison de calcul à considérer :	118
IX.3	Pré dimensionnement du Radier :	119
IX.3.1	Condition de non poinçonnement : [4]	119
IX.3.2	Calcul du diamètre du radier :	119
IX.3.3	Condition de rigidité :	119
IX.4	Calcul des sollicitations :	120
IX.5	Vérification :	120
IX.6	Ferraillage du Radier :	121

CHAPITRE X: Phases de construction.

X.1	Etapas de construction :	128
-----	--------------------------	-----

Conclusion générale.

Conclusion générale :	133
-----------------------	-----

Liste des figures

Figure I.1 : Façade.....	5
Figure I.2 : Coupe transversale.....	6
Figure I.3 : Coupe longitudinale.....	7
Figure 1.4 : Plan de situation.....	10
Figure 1.5 : Vue d'en haut de la zone du projet (Source : Google Arth).....	10
Figure I.6 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.....	15
Figure I.7 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	16
Figure I.8 : Diagramme contrainte déformation d'acier.....	19
Figure I.9 : Diagramme des déformations limitent de la section : règle des trois pivots.....	21
<hr/>	
Figure II.1 : Dimensions de la coupole supérieure.....	26
Figure II.2 : Représentation de lanterneau.....	27
Figure II.3 : Coupe du voile de lanterneau.....	28
Figure II.4 : Evaluation de la pression hydrostatique sur le voile.....	32
Figure II.5 : Représentation de la paroi de réservoir.....	34
<hr/>	
Figure III.1 : Schéma statique de la dalle reposant sur le voile.....	37
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle circulaire de lanterneau.....	45
Figure III.3 : Schéma statique du voile circulaire.....	46
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de lanterneau.....	48
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la coupole.....	56
<hr/>	
Figure IV.1 : Schéma de ferrailage de la ceinture supérieure.....	59

Figure IV.2 : Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée des terres...	62
Figure IV.3 : Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée de l'eau....	63
Figure IV.4 : Schéma de ferrailage de la paroi.....	67
Figure IV.5 : Schéma de ferrailage de réservoir.....	68
<hr/>	
Figure V.1 : Départ et distribution.....	72
Figure V.2 : conduite d'amenée.....	73
Figure V.3 : trop- plein et vidange.....	74
Figure V.4 : Réservoir circulaire.....	77
<hr/>	
Figure VI.1 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion.....	83
Figure VI.2 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillations sur les parois.....	83
Figure VI.3 : Modèle à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_o (oscillation).....	84
Figure VI.4 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation actions sur les parois et sur la basse.....	84
Figure VI.5 : Organigramme de l'étude hydrodynamique approchée par la méthode de Housser.....	87
<hr/>	
Figure VII.1 : Choix du type de structure sur Robot.....	95
Figure VII.2 : Introduction du poids propre du réservoir complet.....	96
Figure VII.1 : Modélisation du château d'eau par Robot.....	98
Figure VII.4 : Modélisation de la coupole.....	98
Figure VII.5 : Distribution de la pression d'eau.....	102

Figure VII.6 : Distribution de la pression du vent.....	102
Figure VII.7 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe xx.....	103
Figure VII.8 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe YY.....	103
Figure VII.9 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivants l'axe xx.....	104
Figure VII.10 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir l'axe YY.....	104
Figure VII.11 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe xx.....	105
Figure VII.12 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe xx.....	105
Figure VII.13 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivants l'axe xx.....	106
Figure VII.14 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivants l'axe yy.....	106
Figure VII.15 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe xx.....	107
Figure VII.17 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe yy.....	107
Figure VII.18 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivants l'axe xx.....	108
Figure VII.19 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivants l'axe YY.....	108

Figure VIII.1 : Courbe de tassement en fonction du temps.....	114
Figure VIII.2 : Courbe de gonflement en fonction du temps.....	114
Figure VIII.3 : Courbe de tassement en fonction du temps.....	115
Figure VIII.4 : Courbe de gonflement en fonction du temps.....	115

Figure IX.1 : Coupe vertical de radier circulaire.....	119
Figure IX.2 : Diagramme de moment tangentiel.....	123
Figure IX.3 : Diagramme du moment Radial.....	123
Figure IX.4 : Schéma de ferrailage de radier.....	125
Figure IX.5 : Schéma de radier.....	126

Figure X.1 : Réalisation la fondation circulaire de 16.40m y compris béton de propriétés..	129
Figure X.2 : Talus de 2.20m de hauteur au pourtour de la fondation circulaire.....	129
Figure X.3 : Exécution le ferrailage vertical et horizontal du fût cylindrique.....	130
Figure X.4 : Exécution le ferrailage vertical et horizontal du fût cylindrique et la coupole y compris la ceinture supérieur (poutre dimension 40x65cm ²).....	130
Figure X.5 : Exécution le ferrailage vertical et horizontal du fût cylindrique et la coupole y compris la ceinture supérieur (poutre dimension 40x65cm ²) ainsi le lanterneau.....	131

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier.....	18
Tableau II.1 : Le poids de l'étanchéité et l'enduit de ciment.....	28
Tableau II.2 : Valeurs des poids surfacique des trois couches.....	29
Tableau II.3 : Le poids des différents éléments du réservoir.....	35
<hr/>	
Tableau III.1 : Résumé des résultats.....	38
Tableau III.2 : Résumé des résultats.....	39
Tableau III.3 : Combinaison des efforts à l'ELU et ELS.....	54
<hr/>	
Tableau IV.1 : Valeurs des sollicitations sous la poussée des terres.....	61
Tableau IV.2 : Valeurs des sollicitations sous la poussée de l'eau.....	62
Tableau IV.3 : Ferrailage sous la poussée hydrostatique.....	63
Tableau IV.4 : Les résultats après le calcul.....	65
Tableau IV.5 : Résultats des contraintes pour la poussée des terres.....	66
<hr/>	
Tableau VI.1 : Valeurs de pénalité pq	89
<hr/>	
<hr/>	
Tableau VII.1 : combinaison des charges.....	97

Tableau VII.2 : Valeurs maximales de N_{xx} , M_{xx} , N_{yy} , M_{yy} pour les différentes combinaisons.....109

Tableau VIII.1 : Identification physique.....113

Tableau VIII.2 : Les résultats d'essai géotechnique de la première couche de la terre.....113

Tableau IX.1 : Résultats des moments radiaux et tangentiels.....122

Tableau IX.2 : Résumé de calcul de ferrailage radial.....124

Tableau IX.3 : Résumé de calcul de ferrailage tangentiel.....124

LISTE DES NOTATIONS

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de L'angle de frottement.

As : Aire d'une section d'acier.

At : Section d'armatures transversales.

B : Aire d'une section de béton.

Ø : Diamètre des armatures.

C : Cohésion.

q : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

Contrainte de traction admissible de l'acier.

Contrainte de compression admissible du béton.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

B : Coefficient de pondération.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

G : Charge permanente.

δ : Déformation relative.

V0 : Effort tranchant a la base.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

Nser : Effort normal pondéré aux états limites de service.

Nu : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

Tu : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

St : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.

F : Force concentrée.

f : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

Lf : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

Fe : Limite d'élasticité de l'acier.

Mu : Moment à l'état limite ultime.

Mser : Moment à l'état limite de service.

Mt : Moment en travée.

Ma : Moment sur appuis.

M0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

fi : Flèche due aux charges instantanées.

fv : Flèche due aux charges de longue durée.

Ifi : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

M : Moment, Masse.

Eij : Module d'élasticité instantané.

Evj : Module d'élasticité différé.

Es : Module d'élasticité de l'acier.

fc28 : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

ft28 : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

Fcj : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

B.A : béton armé

p : pression hydrostatique

S : Tassement du sol

G : Charge permanente d'une structure

Q : Charge d'exploitation d'une structure

Introduction générale

Introduction:

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 1000 m³, 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 :

«Analyse des études géotechnique et vérification du dimensionnement du réservoir d'eau de stockage du projet AEP de la ville de Guelma à partir de Daraan ».

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

Chapitre I : Généralités

Chapitre II : Décentes des charges et Dimensionnement des éléments du réservoir.

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires.

Chapitre IV : Etudes des éléments porteurs.

Chapitre V : Etude hydraulique.

Chapitre VI : Etude d'hydrodynamique.

Chapitre VII : Modélisation.

Chapitre VIII : Etude géotechnique.

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

Chapitre X : Phases de construction.

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

Chapitre I

Généralités

I.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre travail consiste à faire l'étude génie civil d'un réservoir circulaire en béton armé, semi-enterré de capacité 1000 m³, ce dernier est destiné à alimenter le village Ain Ben Beida à Guelma, 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 : $v = 1000 \text{ m}^3$
- Hauteur totale : $H = 5.4 \text{ m}$
- Niveau max du liquide $h = 5.0 \text{ m}$
- Le diamètre du radier : $D = 16.4 \text{ m}$
- L'épaisseur de la coupole : $e = 12 \text{ cm}$

— FACADE PRINCIPALE —

Ech:1/50

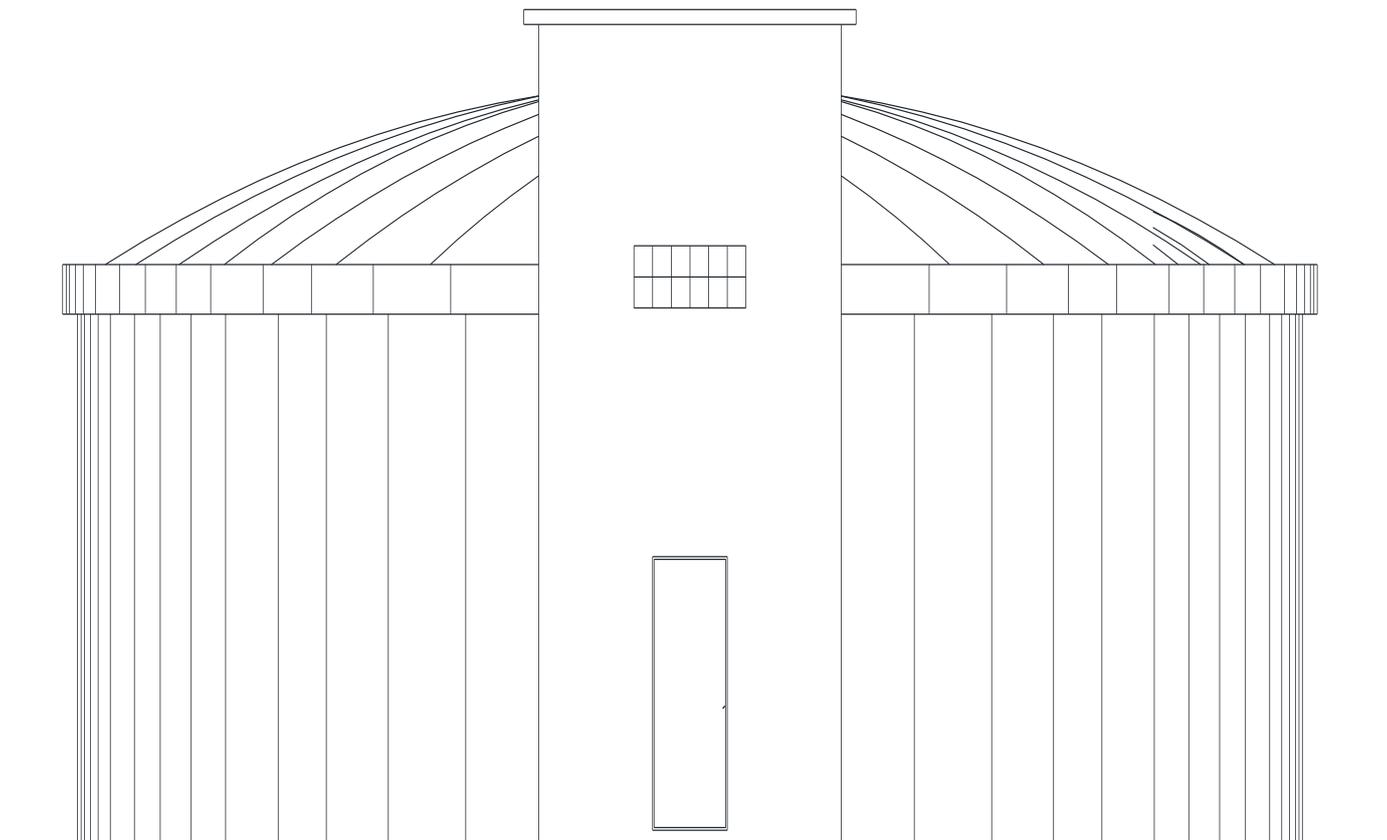


Figure I.1. Façade.

COUPE A-A Ech:1/50

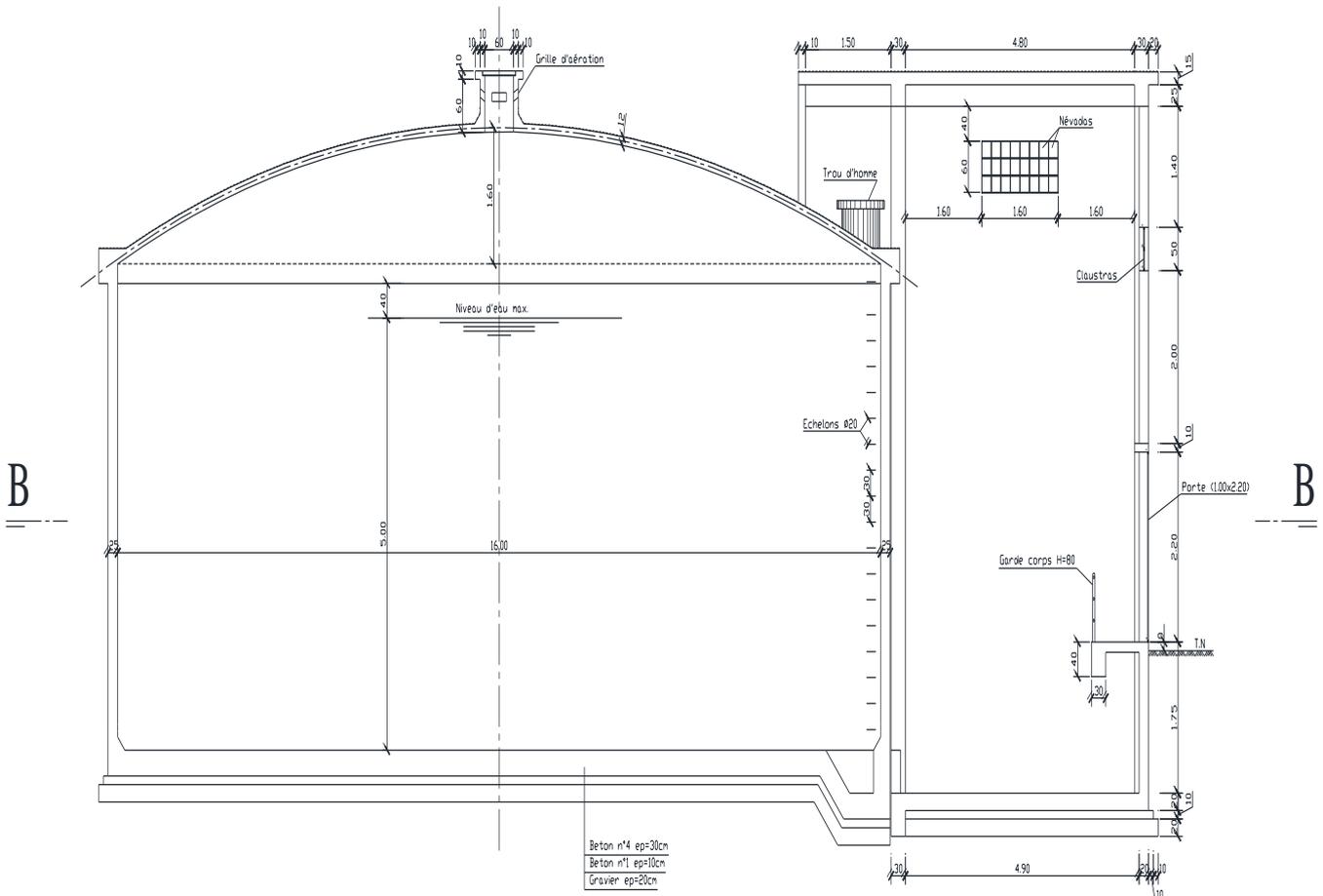


Figure I.2. Coupe transversale.

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 :

- a) **Résistance** : le réservoir doit résister dans toutes ses parties aux efforts auxquels est soumis.
- b) **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.
- c) **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 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.6 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.7 Caractéristiques du site :

La coupe géologique du pénétrromètre dynamique est :

De : 0-1m : terre végétale

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

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

De : 8-9m : Marne compacte bigarré.

Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}=1.5$ bars

I.8 Réglementation et normes utilisées :

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

I.9 Présentation du site du projet :

I.9.1 Situation géographique :

Ain Ben Beida est un centre urbain appartenant à la wilaya de Guelma promu chef-lieu de commune suivant le découpage administratif de décembre 1984.Elle est située au Nord-est de la wilaya de Guelma et est limitée par :

- La commune d'oued Fraga au sud et a' l'est.

- La commune de Dean (wilaya de taraf) au Nord.
- La commune da Aine Breda (wilaya de Annaba) a' l'ouest.

Ces ceintures sont limitées approximativement par les coordonnées LAMBERT- VOIROL.

(Carte d'état major- feuille Bouche gouf N°1-2/ Echelle : 1 :25000)

X1=953.00 - Y1=387.00



Figure 1.4 : Plan de situation.



Figure 1.5 : Vue d'en haut de la zone du projet
(Source : Google Arth)

I.9.2 Caractéristiques physiques du projet :

a) Relief

Le relief du projet est relativement accidenté, le projet en étude est situé dans la vallée de l'oued Seybouse, dont l'altitude moyenne avoisine les 60m.

b) Hydrographie

Le réseau hydrographique est constitué de quelques chabets et de l'oued Seybouse qui se jette à la mer près de la ville de Annaba.

c) Géologie

D'après la carte géologique de l'Algérie, la région d'Ain Ben Beida est constituée de terrains sédimentaires notamment le < Trias > ainsi que des alluvions quaternaires aux abords de l'oued- Seybouse.

d) Le climat

Le climat est du type continental (chaud en été et froid en hiver), la pluviométrie moyenne annuelle dépasse les 100mm.les ressources en eau existent, mais la nappe est salée (selon le rapport de diagnostic d'AEP de Ain Ben Beida).

I.10 Population :

Selon les recensements de l'année 2020 recueillies au niveau de l'APC de BOUCHEGOUF, nous avons connaitre le nombre d'habitants actuel pour chaque l'localité :

EL Alia : 1897 hab.

Boude roua : 2228 hab.

Oued Fraga : 4123 hab.

Ain Ben Beida : 4380 hab.

Nouadria : 2714 hab.

I.11 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

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

I.11.1 Le béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, notons qu'il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), d'adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

1) Principaux caractéristiques et avantages du béton

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- **Fini des parements** : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

2) Les matériaux composants le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

➤ Ciment

Le ciment se présente sous la forme d'une poudre fine de couleur grise ou blanche. La dimension des grains de ciment est caractérisée par la valeur de la finesse Blaine qui mesure la surface totale des grains contenus dans 1 gramme ; la finesse Blaine des ciments est de l'ordre de 3 500 à 4 500 cm²/g. La dimension caractéristique des grains de ciment est d'environ 30 à 50 | Obtenu par cuisson à 1450°C d'un mélange homogène de calcaire et d'argile, dans la proportion 80 %/20.

➤ Granulats

Les granulats rocheux sont constitués par les sables, les gravillons et les cailloux. Ils forment le squelette du béton.

➤ **Sables**

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

➤ **Graviers**

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

➤ **L'eau**

L'eau, dite eau de gâchage, doit présenter les propriétés d'une eau potable.

➤ **Les adjuvants**

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3 % du poids du ciment.

Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

➤ **Dosage du béton**

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

Ciment (CPA 325)	dosé à 350kg /m ³
Sable grossier	0 < Dg < 5mm → 400 L
Gravier	15 < Dg < 25mm → 800L
Eau de gâchage	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³.

3. Résistances mécaniques du béton

a) Résistance à la compression

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée celle-ci, noté f_{c28} pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âge de moins de 28 jours, on se âge réfère à la résistance caractéristique f_{cj} les règles BAEL donnent pour un âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur elle est évaluée par la formule f_{cj} :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ \\ \\ \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right.$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

b) Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa.}$$

Pour $f_{c28} = 25$; MPa $f_{t28} = 2,1$ MPa

I.12 Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et à conduit à la méthode de calcul aux états limites.

Définition des états limitent

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

1) Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi Parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

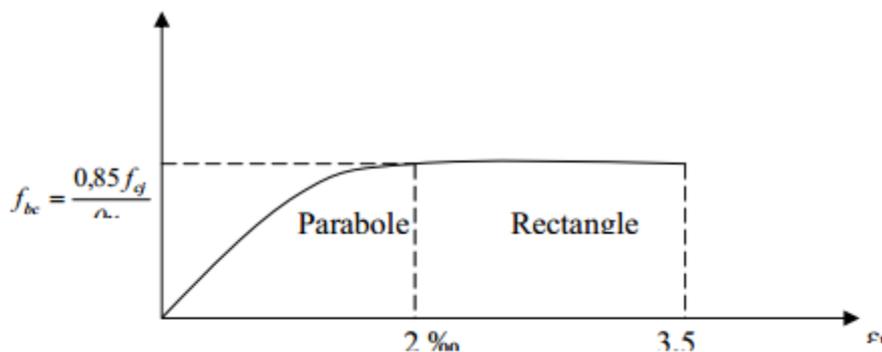


Figure I.6: Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

Précisons que la courbe en pointillé est celle mise en évidence par l'essai et la courbe en trait continu est une simplification de cette dernière pour faciliter les calculs.

$$\epsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\epsilon_{bc2} = 3,5\text{‰} \quad \text{si } f_{cj} \leq 40\text{MPa}$$

$$\varepsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025 f_{cj}) \text{ ‰} \quad \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa}$$

La valeur de calcul de la résistance en compression de béton f_{bu} est donné par :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4-103 \times \varepsilon_{bc})$$

Coefficient d'application

ELS : La contrainte de compression du béton a l'**ELS** (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

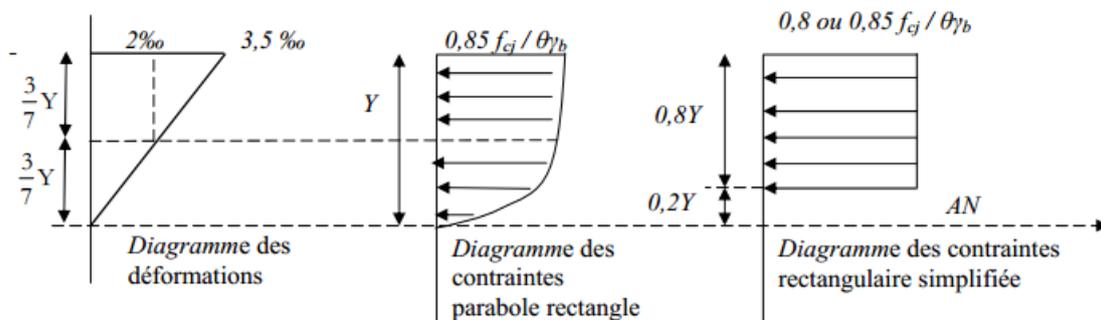


Figure I.7 : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distance de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.- Sur la distance restante 0,8 y la contrainte a pour valeur $0,85 \times f_{cj} / (\gamma_b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{cj} / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

2) Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

3) Module de déformation longitudinale du béton :

➤ Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à **24h**. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton **E_{ij}** est égale à : $E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3$ avec E_{ij} et f_{cj} en MPa.

➤ Module de déformation différée :

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton **E_{vj}** est donné par la formule:
 $E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3$ avec E_{vj} et f_{cj} en MPa

4) Module de déformation transversale

➤ Coefficient de poisson

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson ν est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à :

$$\nu = 0,2 \text{ pour ELS (béton non fissuré)}$$

. $\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

I.12.1 L'acier :

L'acier peut être défini comme un matériau composé essentiellement de fer et Présentant une teneur en carbone inférieure à 2 %. Il peut encore contenir d'autres éléments mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus prononcé sur les propriétés de l'acier. Si l'on ajoute plus de 0,5 % d'éléments d'alliage à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce chiffre, on parle d'acier non allié.

I.12.2 Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

Limite élastique f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale

- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\ 000$ MPa.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81000$ MPa

Tableau I.1 : Caractéristique des nuances d'acier.

Type	Nuance	f_c (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _c E22	215	Emploi courant.
	F _c E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _c E40	400	Emploi courant.
	F _c E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _c TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _c TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6$mm	500	Treillis soudés uniquement
	TL50 $\Phi \leq 6$mm	520	emploi courant

➤ **Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f$ ($\epsilon\%$)**

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

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400.

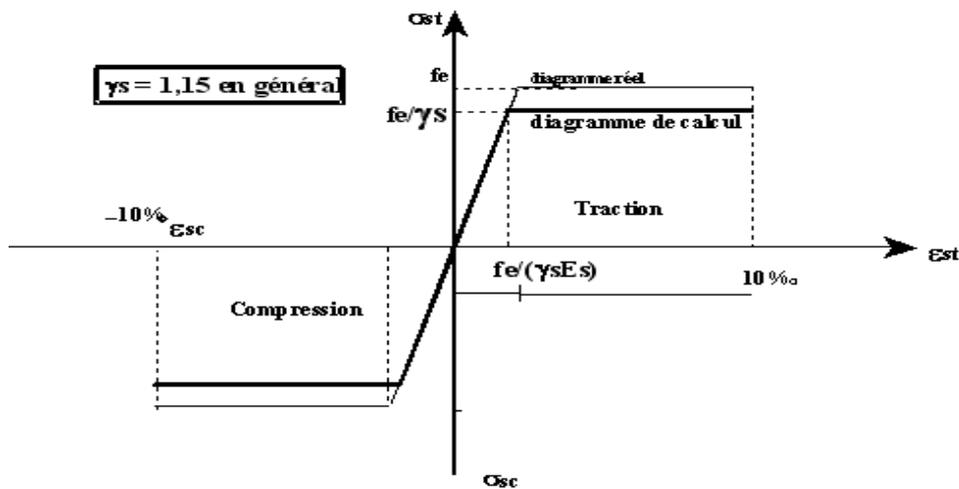


Figure I.8: Diagramme contrainte déformation d'acier.

Où $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$; Avec $E_s = 200\,000$ MPa. Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

I.12.3 Contrainte limite de traction des armatures :

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

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL) , =1.6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

➤ **Poids volumique**

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{KN/m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{KN/m}^3$

- Acier $\gamma_b = 78,5 \text{KN/m}^3$

I.13 Etats limites :

Suivant les règles **BAEL** on distingue deux états limites de calcul :

- Etats limite ultime de résistance **ELU**.
- Etats limite de service **ELS**.

I.13.1 ELU :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en Supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne **RPA 99 / version 2003**. On doit par ailleurs vérifier que l'**ELU** n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.13.2 Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour.
- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

1) Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83)

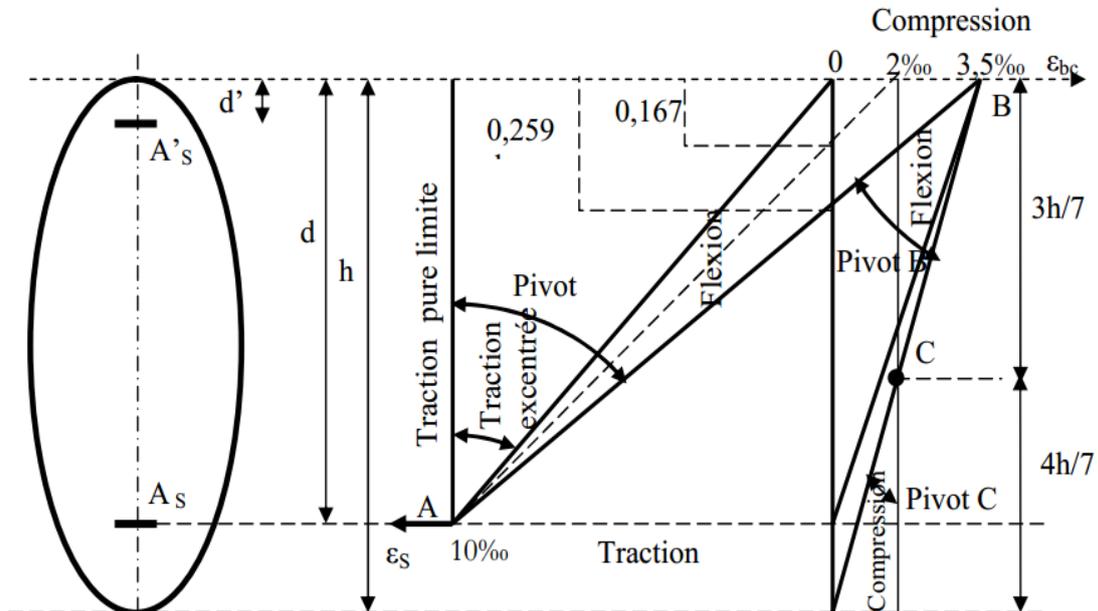


Figure I.9 : Diagramme des déformations limitées de la section : règle des trois pivots.

- Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

- **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰

L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme la verticale passant par A.

- **traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\epsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.

➤ **flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc}=3,5\%$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10\%$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$.

• La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y=\alpha \cdot d$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha_{AB} = 3,5 / (10+3,5) = 0,259$; la flexion simple ou composée avec $0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

cas particulier où $\varepsilon_s = 10\%$ et $\varepsilon_{bc} = 2\%$ correspond à $\alpha = 2 / (10 + 2) = 0,167$

• Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au de là de 3,5 %, il faut donc diminuer σ la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que : $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0,259 à 1.

• La flexion simple ou composée avec armature tendues avec $0,259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.

• Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au dessous des Armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés, c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B

➤ **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la Déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\%$

• La compression simple ou composée admet le pivot C.

$2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$ sur la fibre la plus comprimée.

$\varepsilon_{bc} \leq 2\%$ sur la fibre la plus moins comprimée.

I.13.3 En résumé :

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composé

I.13.4 ELS :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées sans dépassement des contraintes limites. Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

1) Hypothèse de calcul :

Les sections droites restent planes.

- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

- Le béton tendu est négligé.

- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

Par convention(n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$n = ES / E_b = 15$ « coefficient d'équivalence ».

2) Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

➤ **Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante

$1,35 G + 1,5 Q$

➤ **Etat limite de service**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G + Q E$

G : charge permanente.

$G + Q \pm 1,2 \times E$ avec

Q : charge d'exploitation.

$0,8G \pm E_y \quad 0,8G \pm E_x$

E : effort de séisme

Chapitre II

Décrites des charges et
dimensionnement des éléments du réservoir

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 5,0m, puis on cherche diamètre.

$$\text{Alors : } D_{int}=\sqrt{4 * 1000 * 3.14 * 5.00}= 15.96\text{m}$$

On prend : $D_{int} = 16.00\text{m}$.

➤ Le diamètre extérieur (D_{ext}) :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e_v \geq H/20 = 540/20 \rightarrow e_v \geq 2\text{cm} \\ e_{min} \geq 5\text{cm}. \end{array} \right.$$

→ On prend l'épaisseur du voile $e_v=30$ cm.

Donc: $D_{ext}=16.60\text{m}$

➤ Le volume réel du réservoir

$$V = \frac{5 * \pi * D^2}{4} = \frac{5 * 3.14 * 16^2}{4} = 1004.8\text{m}^3$$

➤ Le rayon de la ceinture

$$R_c = \frac{D}{2} + \frac{b}{2} = 8 + 0.2 = 8.2\text{m}$$

➤ La hauteur totale du réservoir

$$H = 5 + 0.4 = 5.4\text{m}.$$

II.2.2 La coupole :

➤ La flèche(f) :

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

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

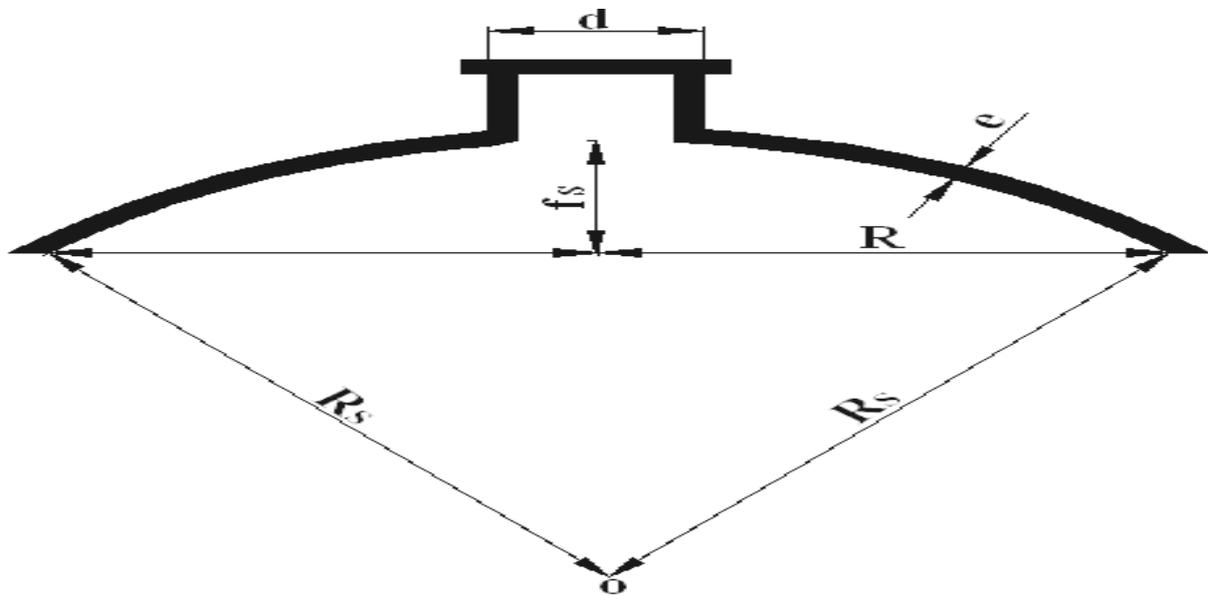


Figure II.1 : Dimensions de la coupole supérieure

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

$$f = 0.104 * 16 = 1.66 \text{ m.}$$

On va prendre alors : $f = 1,6 \text{ m.}$

➤ Le rayon (Rc) :

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

$$R_c = [(16.4^2/4 * 1.6) + 1.6] / 2 ; R_c = 21.81 \text{ m}$$

➤ 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 ; $e = 12 \text{ cm}$ le long de la coupole.

➤ La surface de la coupole

$$S_c = 2\pi \times R \times f = 2 \times 3.14 \times 21.81 \times 1.6 = 219.15 \text{ m}^2$$

II.3 Descente de charge :

Les éléments en béton armé de la structure sont dimensionnés manuellement sur la base des méthodes et hypothèses présent :

- la superstructure selon le BAEL 91 modifié 99, et le fascicule 74, et ;
- la fondation (radier général) selon le fascicule 62 Titre V et DTU.13.12.

1. Lanterneau

Le lanterneau est la partie située sur la coupole de couverture, il est percé de fenêtre et recouverte d'une dalle. Il a pour rôle de permettre l'éclairage et la ventilation de la cuve.

Le lanterneau est composé d'une dalle supportée par un voile circulaire.

La dalle supporte son poids propre et le poids de l'étanchéité. Le voile circulaire supporte le poids de la dalle, son poids propres plus l'étanchéité intérieur et extérieur.

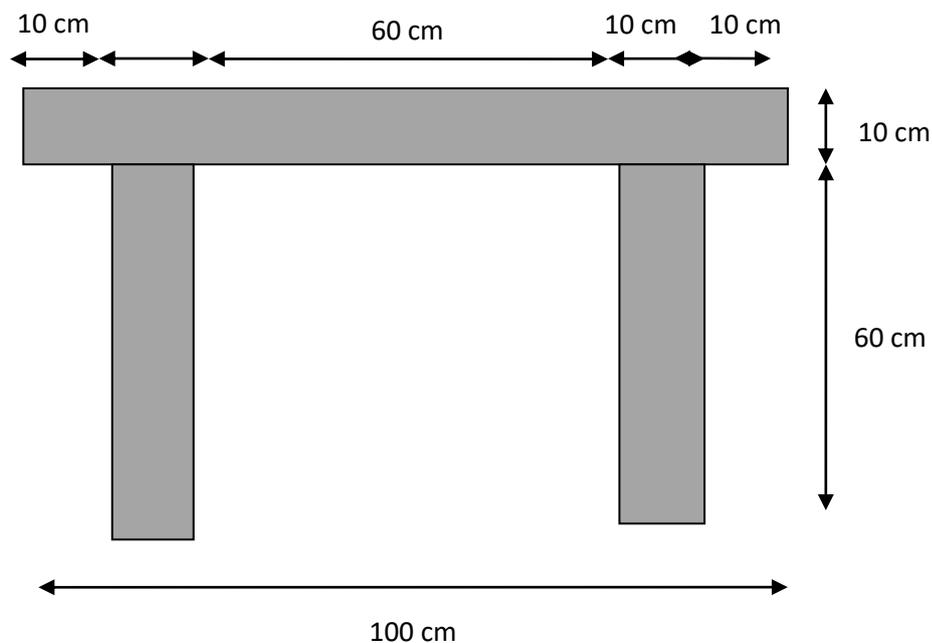


Figure II.2: Représentation de lanterneau.

➤ Le poids propre de la dalle :

Nous avons donc :

- Le diamètre de la dalle circulaire : **Dd=100 cm.**
- L'épaisseur de la dalle circulaire : **ed=10 cm.**
- La masse volumique de béton : **$\gamma_b=25\text{KN}/\text{m}^3$.**

$$P_d = \gamma_b * ed * \pi * D_d^2 / 4 = 25 * 0.1 * 3.14 * 1.0^2 / 4$$

Pd=1.96KN

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

On calcul d'abord leur poids surfacique G :

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

Elément	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
1-Etanchéité	0.02	0.12
2- Enduit de ciment	0.02	0.2
Total		G=0.32KN/ m²

Donc leur poids propre est :

$$P_e = G (\pi D^2/4)$$

$$P_e = 0.32 * 3.14 * 1.0^2 / 4$$

$$P_e = 0.25 \text{ KN}$$

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

Le diamètre intérieur du voile : $\varnothing_{int} = 60 \text{ cm}$.

Le diamètre extérieur du voile : $\varnothing_{ext} = 80 \text{ cm}$.

La hauteur du voile : $h = 60 \text{ cm}$.

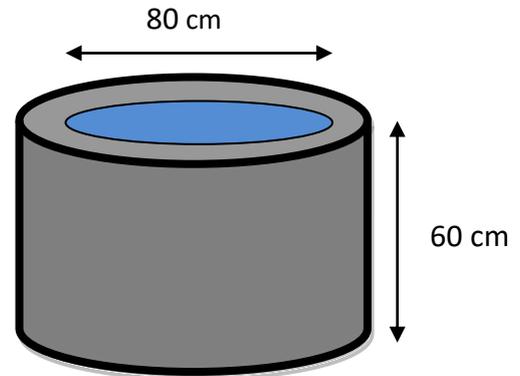


Figure II.3: Coupe du voile de lanterneau.

➤ **Le poids du voile sans ouverture :**

$$P_v = (\pi/4) h * \gamma_b (\varnothing_{iext}^2 - \varnothing_{int}^2)$$

$$P_v = (3.14/4) * 0.6 * 25 * (0.80^2 - 0.60^2)$$

$$P_v = 3.29 \text{ KN.}$$

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

➤ **Le poids du voile avec ouverture :**

$$P_v = 0.8 * 3.29$$

$$P_v = 2.63 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } P_{\text{lanter}} = P_d + P_v + P_e = 1.96 + 2.63 + 0.25$$

$$P_{\text{lanter}} = 4.84 \text{ KN}$$

La charge d'exploitation :

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

$$Q = (\pi D^2/4) Q = (3.14 * 1.0^2/4) * 1$$

$$Q = 0.78 \text{KN.}$$

D'où - La charge permanente sur le lanterneau est : $G = P_{\text{lanter}} = 5.5 \text{KN.}$

-La charge d'exploitation sur le lanterneau est : $Q = 0.78 \text{KN}$

II.3.1 Le poids de la coupole :

Le poids propre de la coupole est :

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

II.3.2 Caractéristiques de l'ouvrage :

$$r = 8 \text{m}$$

$$L = 2r = 16 \text{m}$$

$$RC = 21.81 \text{m}$$

$$f = 1.6 \text{m}$$

➤ **Calcul des surfaces de la coupole :**

➤ **La surface de la coupole sans ouverture :**

$$S1 = 2\pi R_c f = 2 * 3.14 * 21.81 * 1.6 \rightarrow S1 = 219.14 \text{m}^2$$

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

$S2 = \pi D_0^2/4$ avec D_0 : le diamètre de l'ouverture sur la coupole.

$$S2 = 3.14 * (1.0)^2 / 4 = 0.78 \text{m}^2$$

➤ **La surface de la coupole avec ouverture :**

$$S = S1 - S2$$

$$S = 219.14 - 0.78$$

$$S = 218.36 \text{m}^2.$$

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

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

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

➤ **Le poids total de la coupole :**

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

$$P_{\text{coup}} = 218.36 * 3.28$$

$$\text{Donc : } P_{\text{coup}} = 716.22 \text{ KN.}$$

➤ **La charge permanente sur la coupole est :**

$$G = P_{\text{coup}} = 716.22 \text{ KN.}$$

➤ **La charge d'exploitation sur la coupole est :**

$$Q = 1 * 218.36 = 218.36 \text{ KN.}$$

On a :

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

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

$$P_u = 1.35 (716.22 + 5.5) + 1.5 (218.36 + 0.78)$$

$$P_u = 1050.43 \text{ KN.}$$

$$\text{Et } P_1 = P_u / 2\pi r$$

$$P_1 = 1050.43 / (2 * 3.14 * 8)$$

$$P_1 = 20.90 \text{ KN/ml}$$

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

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

$$q_1 = 26 * (8^2 - 1.6^2) / 2 * 8 * 1.6$$

$$q_1 = 62.4 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul de l'effort normal «N1» :**

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

$$N_1 = \sqrt{20.90^2 + 62.4^2} \Rightarrow N_1 = 65.80 \text{ KN/ml.}$$

- Vérification à la compression suivant les méridiens :
- $\sigma_{bc} = N_1/e \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c2}$
- $\sigma_{bc} = 0.06580/0.12 = 0.54 \text{ MPa}$
- $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 0.54 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$

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 :

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

$V = P.S$ avec P: le périmètre ; S: la surface.

➤ **Calculons le périmètre moyen :**

$P_m = 2\pi R_m$ avec R_m : le rayon moyen.

D'où $P_m = 2 * 3.14 * 8.2 = 51.49m$.

$V = 51.49 * 0.21 = 10.81m^3$.

Donc:

- $P_{ce} = 25 * 10.81$.
- $P_{ce} = 270.25KN$

➤ **Calcul de l'effort de traction dans la ceinture :**

$$P_s = G + Q$$

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

$$P_s = (716.22 + 5.5) + (218.36 + 0.78)$$

$$P_s = 940.86 KN.$$

- $P_2 = P_s / 2\pi r$
- $P_2 = 940.86 / (2 * 3.14 * 8.2)$
- $P_2 = 18.27 KN/ml$.

➤ **Calcul de la poussée horizontale de la coupole sur la poutre q2 :**

$$q_2 = P_2 (r_2 - f_2) / 2r_f$$

$$q_2 = 18.27 * (8.22 - 1.62) / (2 * 8.2 * 1.6)$$

$$q_2 = 45.03KN/ml.$$

Donc $F = q_2 * r = 45.03 * 8.2 = 369.28 KN$.

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

➤ **Calcul de la quantité d'acier :**

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

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

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

$$A = 37029.0 / 2016.3 = 18.36 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 10\text{HA}16 = 20.11 \text{ cm}^2$

$$(B + 15A) \geq F \rightarrow B \geq (F - 15\sigma_{st}A) / \sigma_{st}$$

$$B \geq (37029 - 15 \times 14.2 \times 20.11) / 14.2 = 2306.02 \text{ cm}^2$$

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

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 $h = 5.4\text{m}$.

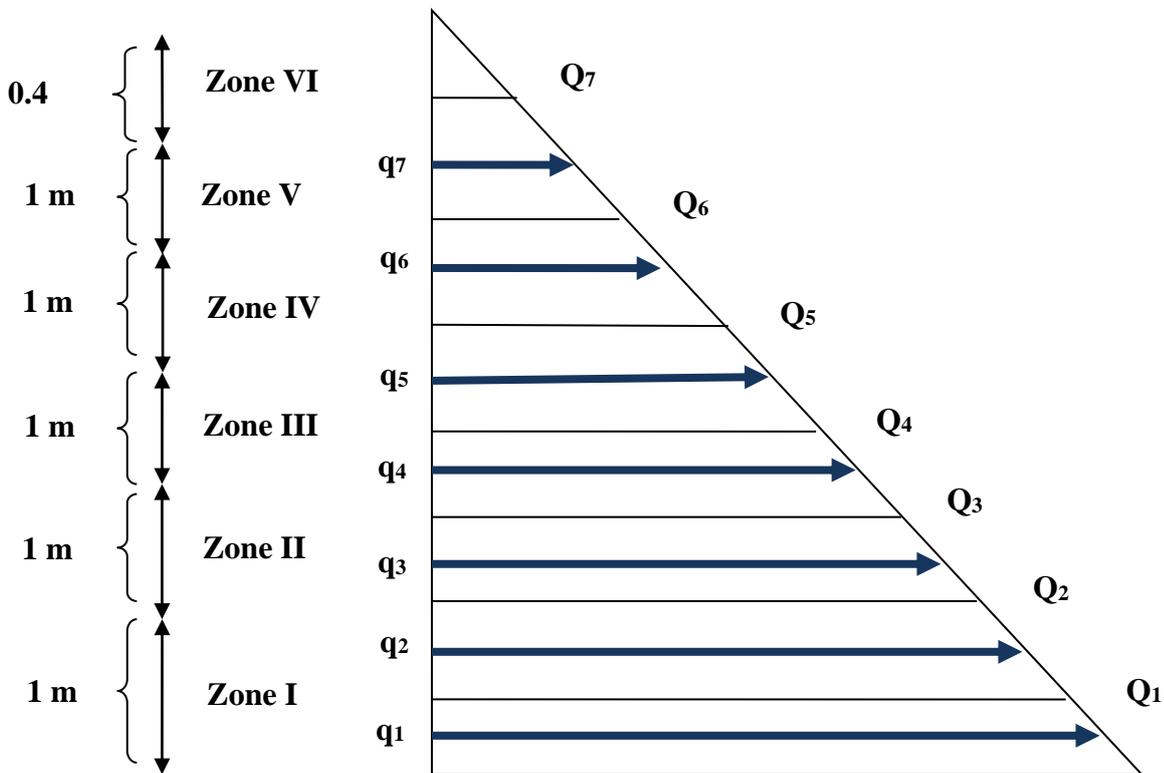


Figure II.4: Evaluation de la pression hydrostatique sur le voile.

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

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 :

$$Q_1 = \frac{q_1 + q_2}{2} \text{ pour la zone I}$$

$$Q2 = \frac{q1+q3}{2} \text{ pour la zone II}$$

$$Q3 = \frac{q1+q4}{2} \text{ pour la zone IIIetc}$$

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

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

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

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

- **Les pressions :**

$$q1 = y * h1 = 1000 * 5.4 = 5400 \text{ Kg/m}^2$$

$$q2 = y * h2 = 1000 * 4.4 = 4400 \text{ Kg/m}^2$$

$$q3 = y * h3 = 1000 * 3.4 = 3400 \text{ Kg/m}^2$$

$$q4 = y * h4 = 1000 * 2.4 = 2400 \text{ Kg/m}^2.$$

$$q5 = y * h5 = 1000 * 1.4 = 1400 \text{ Kg/m}^2.$$

$$q6 = y * h6 = 1000 * 0.4 = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$q7 = y * h7 = 1000 * 0.4 = 400 \text{ Kg/m}^2$$

- **Les pressions moyennes :**

$$Q1 = (q1 + q2)/2 = (5400 + 4400)/2 \quad Q1 = 4450 \text{ Kg/m}^2.$$

$$Q2 = (q3 + q2)/2 = (3400 + 4400)/2 \quad Q2 = 3900 \text{ Kg/m}^2.$$

$$Q3 = (q4 + q3)/2 = (2400 + 3400)/2 \quad Q3 = 2900 \text{ Kg/m}^2.$$

$$Q4 = (q5 + q4)/2 = (1400 + 2400)/2 \quad Q4 = 1900 \text{ Kg/m}^2.$$

$$Q5 = (q6 + q5)/2 = (400 + 1400)/2 \quad Q5 = 900 \text{ Kg/m}^2.$$

$$Q5 = (q7 + q6)/2 = (0 + 400)/2 \quad Q5 = 200 \text{ Kg/m}^2.$$

- **Les efforts de traction dans chaque bonde :**

$F = Q * r$ / r: rayon du réservoir

$$F1 = Q1 * r = 4450 * 8.2 = 36490 \text{ Kg}$$

$$F2 = Q2 * r = 3900 * 8.2 = 31980 \text{ Kg}$$

$$F3 = Q3 * r = 2900 * 8.2 = 23780 \text{ Kg.}$$

$$F4 = Q4 * r = 1900 * 8.2 = 15580 \text{ Kg.}$$

$$F5 = Q5 * r = 900 * 8.2 = 7380 \text{ Kg.}$$

$$F6 = Q6 * r = 200 * 8.2 = 1640 \text{ Kg.}$$

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

Le diamètre intérieur du voile: $\varnothing_{\text{int}} = 16\text{m}$

Le diamètre extérieur du voile: $\varnothing_{\text{ext}} = 16.60\text{m}$

La hauteur du voile: $H = 5.4 \text{ m.}$

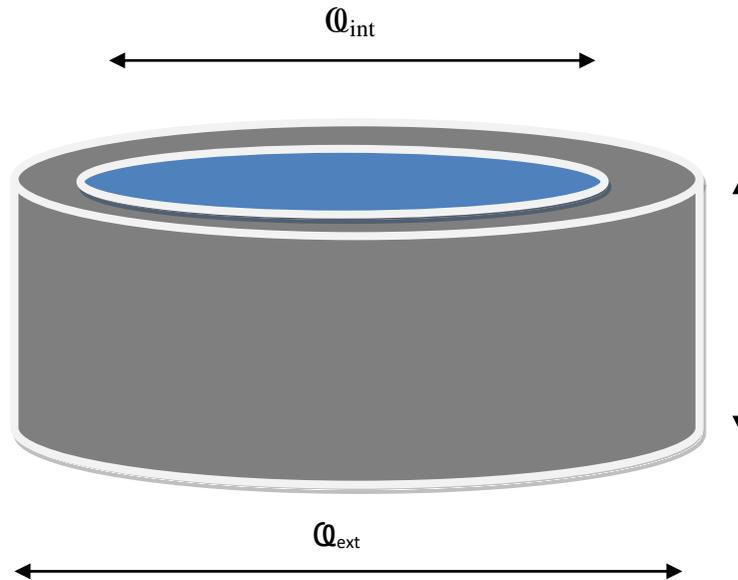


Figure II.5 : Représentation de la paroi de réservoir.

Soit :

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

- Le poids du béton:

$$P_b = (\pi/4) h (\varnothing_{\text{ext}}^2 - \varnothing_{\text{int}}^2) \gamma_b = (3.14/4) * 5.4 (16.60^2 - 16^2) 25 \rightarrow P_b = 2072.87 \text{ KN}$$

➤ **Le poids d'enduit:**

$$P_{\text{en}} = 2\pi (\varnothing_{\text{int}}/2) h * e * \gamma_e = 2 * 3.14 * (16/2) * 5.4 * 0.02 * 10 \rightarrow P_{\text{en}} = 54.25 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où: } P_p = P_b + P_{\text{en}} = 2072.87 + 54.25 = 2127.12 \text{ KN}$$

- **La charge permanente :** $G = P_p = 2127.12 \text{ KN}$

- **La charge d'exploitation :** $Q_{\text{paroi}} = 1 * S$ Avec $S_{\text{paroi}} = 15.60 \text{ m}^2 \rightarrow Q_{\text{paroi}} = 15.60 \text{ KN.}$

➤ **Poids de l'eau:**

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

$$V = \pi \varnothing_{\text{int}}^2 h / 4 = (\pi * 16^2 * 5.0) / 4 = 1004.8 \text{ m}^3$$

Donc : $P_{eau} = 10 \cdot 1004.8 = 10048 \text{KN}$.

➤ **Le poids total du réservoir d'eau :**

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

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

Élément	Poids (KN)
Lanterneau	5.50
Coupole	716.22
Ceinture	943.51
Parois	2127.12
Eau	10048.00

Le poids du réservoir vide est : **$P_{vd} = 3792.35 \text{KN}$** .

Le poids du réservoir plein est : **$P_{pl} = 13840.35 \text{KN}$** .

Chapitre III

Etudes

des éléments 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 0.6 m de diamètre qui s'appuie sur la circonférence du voile circulaire ; tel montre le schéma suivant :

Schéma statique :

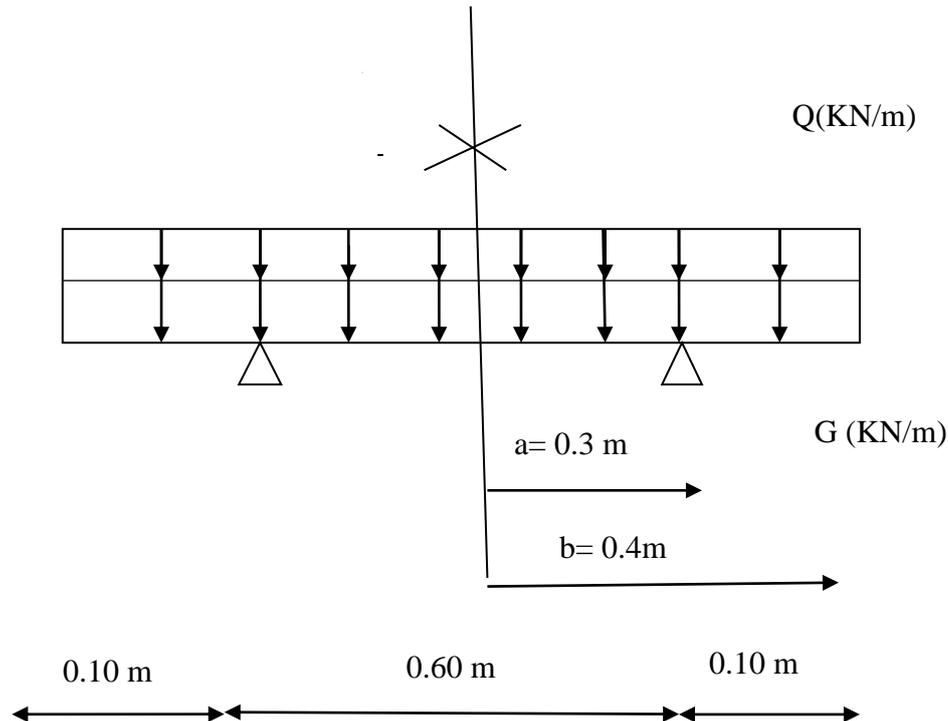


Figure III.1: Schéma statique de la dalle reposant sur le voile.

➤ Les valeurs des charges :

On considère les combinaisons de charge suivantes :

A l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$.

A l'ELS : $P_s = G + Q$ avec $G = g + g'$

Tel que :

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

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

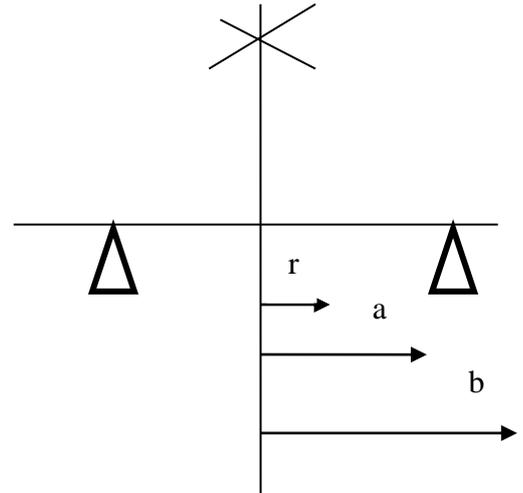
→ $G = 2.5 + 0.32 = 2.82 \text{ KN/m}^2$.

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

$P_u = 1.35 \cdot 2.82 + 1.5 \cdot 1 \rightarrow P_u = 5.31 \text{ KN/m}^2$

$$P_s = 2.82 + 1 \rightarrow P_s = 3.82$$

➤ **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 : $e = r/a = r/0.55$

$$B = b/a = 0.40/0.30 = 1.33$$

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 :

Tableau III.1: Résumé des résultats.

r(m)	e= r/a	M_r (MN.m)	M_r (MN.m)
0	0	$47.11 * 10^{-5}$	$35.71 * 10^{-5}$
a= 0.55	1	$-16.60 * 10^{-5}$	$-13.19 * 10^{-5}$
b= 0.70	1.2727	0	0

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 $a \leq r \leq b$:

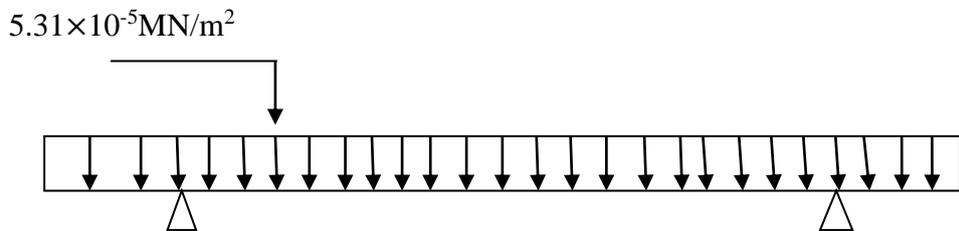
$$M_t = Pa^2/16[2(1-\nu) - (1-5\nu) B^2 - 4(1+\nu) B^2 \ln B - (1+\nu) e^2 + 2(1-\nu) B^2/e^2 + 4(1-\nu) B^2 \ln e]$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

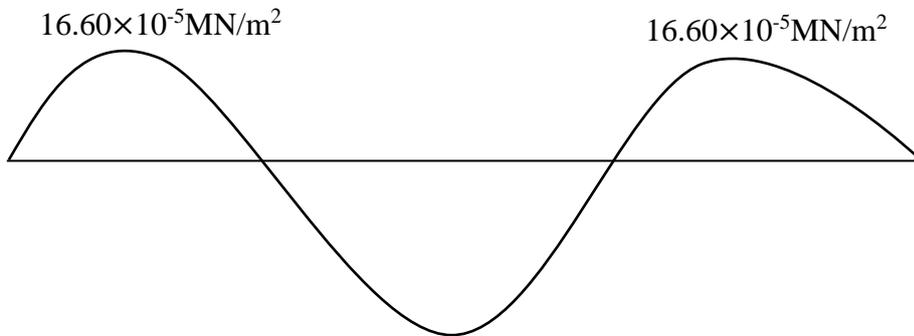
Tableau III.2: Résumé des résultats.

		ELU	ELS
		$P_u = 5.31 \cdot 10^{-3}$	$P_s = 3.82 \cdot 10^{-3}$
r(m)	e= r/a	Mr (MN.m)	Mr (MN.m)
0	0	$69.12 \cdot 10^{-5}$	$20.39 \cdot 10^{-5}$
a= 0.30	1	$40.80 \cdot 10^{-5}$	$12.24 \cdot 10^{-5}$
b=0.40	1.2727	$29.78 \cdot 10^{-5}$	$10.20 \cdot 10^{-5}$

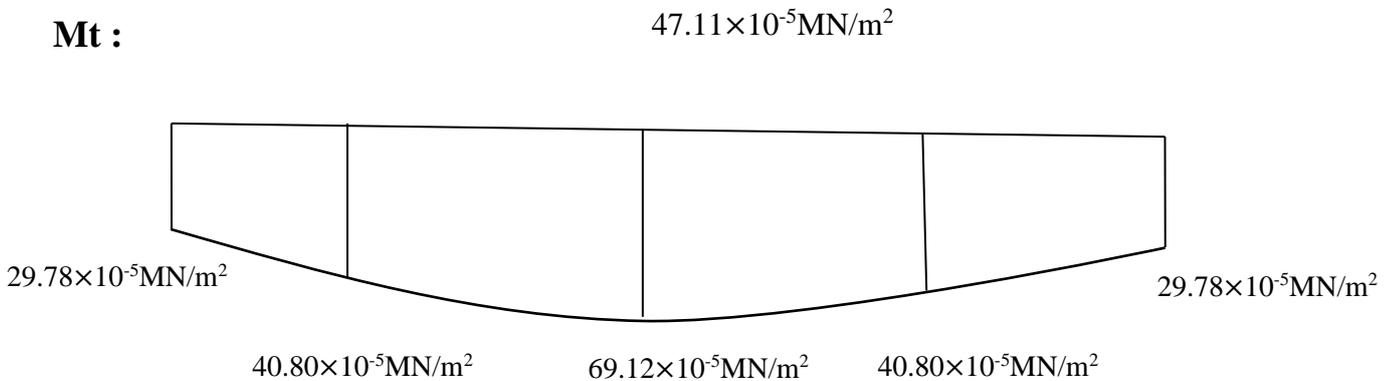
À l'ELU :



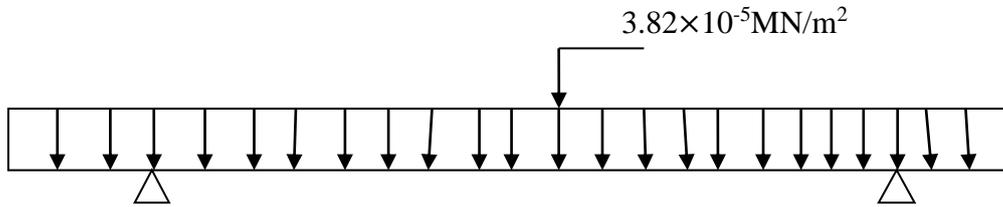
Mr :



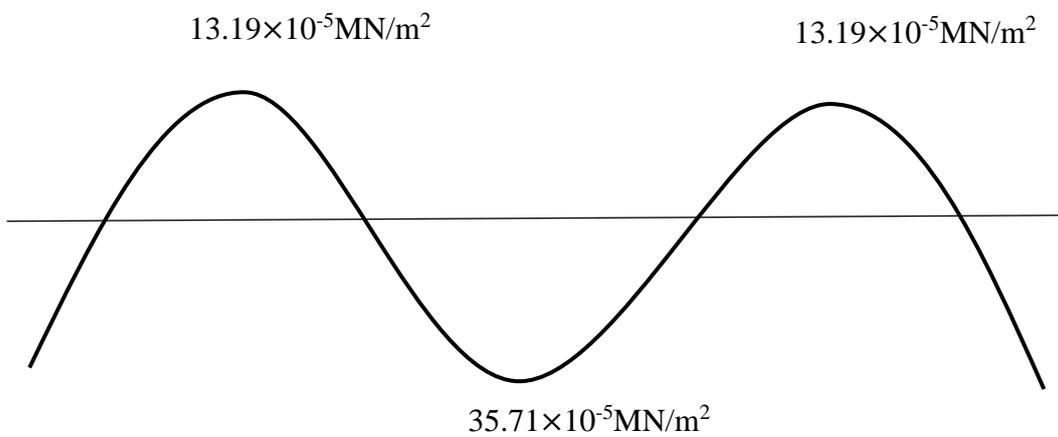
Mt :



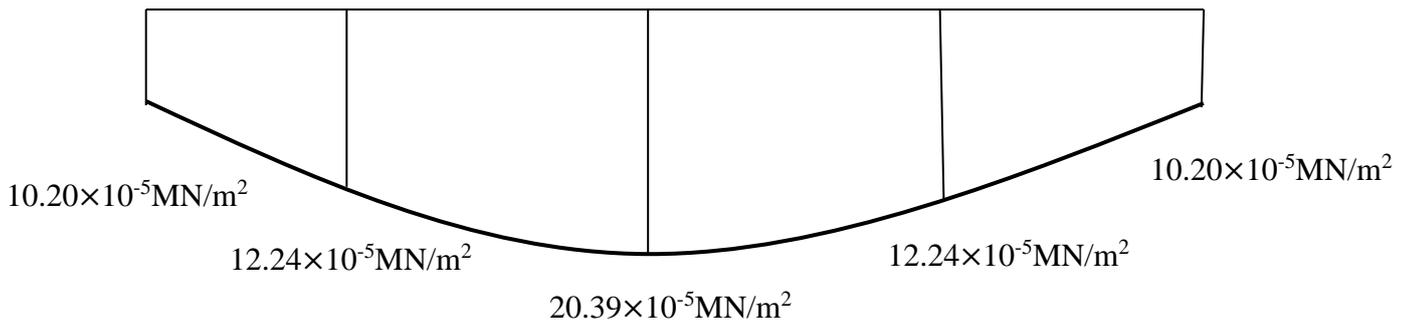
À PELS :



Mr :



Mt :

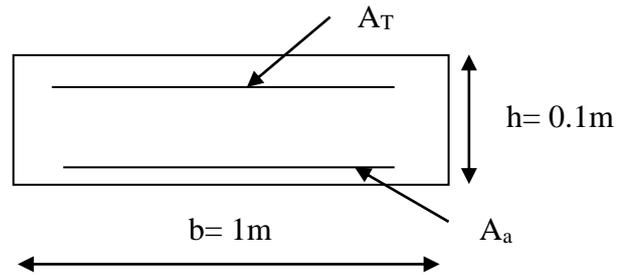


III.1.2 Le ferrailage :

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:

- $b = 1\text{m}$
- $h = 0.1\text{m}$ $b=1\text{m}$
- $d' = 0.02\text{m}$
- $d = h - d' = 0.1 - 0.02 = 0.08\text{m}$
- $f_e = 400\text{MPa}$
- $\gamma_s = 1.15$
- $\gamma_b = 1.5$
- $f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2\text{MPa}$
- $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348\text{MPa}$
- Fissuration préjudiciable.
- $f_{c28} = 25\text{MPa}$



- **Les armatures radiales :**
- **Les armatures inférieurs (nappe inférieure) :**
- **A l'ELU :**

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

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

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

$\rightarrow A_s' = 0$ (Les armatures comprimées sont nulles).

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

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

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

$$A_{min} = 0.169\text{cm}^2$$

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]**

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

$$\rightarrow A_s \geq 0.23 * 100 * 8 * 2.1 / 400$$

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

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

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

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

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

➤ **La position de l'axe neutre :**

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

$$\rightarrow b/2y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \rightarrow 50y^2 + 22.65y - 181.2 = 0$$

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

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

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

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

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.

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

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

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

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

➤ **Escarpeement des Barres :**

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

On prend $St = 30\text{cm}$.

III.1.3 Les armatures supérieures (nappe supérieure)

➤ **A l'ELU :**

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

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.0006912 / (1 * 0.082 * 14.2) \rightarrow \mu_{bu} = 0.076$$

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

→ $A = 0$ (As les armatures comprimées sont nuls).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \mu b}] \rightarrow \alpha = 0.0989$$

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

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

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

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

$$As/bd \geq 0.23ftj/fe \rightarrow As \geq 0.23 b d ftj/fe$$

$$\rightarrow As \geq 0.23 * 1 * 0.08 * 2.1 / 400$$

$$\rightarrow As \geq 0.966 \text{ cm}^2$$

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

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 :

$$As = 0.966 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on choisit 3HA8/ml.}$$

Espacement des Barres :

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

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

➤ **À L'ELS :**

Vérification des contraintes :

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.

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

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

➤ **La position de l'axe neutre :**

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

$$b/2y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \rightarrow 50 y^2 + 22.65y - 181.2 = 0$$

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

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

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

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

Donc :

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

$$\sigma_s = 15 * 1.388 * [(0.08 - 1.690 * 10^{-8}/1.690 * 10^{-2})] = 77.736\text{MPa} \dots \text{vérifier}$$

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

➤ **A l'ELU :**

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

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.0006912 / (1 * 0.082 * 14.2) \rightarrow \mu_{bu} = 0.076$$

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

$\rightarrow A = 0$ (As les armatures comprimées sont nuls).

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

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

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

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

➤ **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 :

$$A_s = 0.966 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on choisit 3HA8/ml.}$$

$$\text{Donc la section théorique (calculer)} = [A_u, A_{ser}, A_{min}] = [0.258, 0.966, 0.196]$$

On prend la section d'armature tendue max = 0.966 cm^2

Choix des barres :

D'après le tableau on adopte : 3HA8 = 1.51 cm^2

➤ **Espacement des cerces :**

$$1\text{m} \longrightarrow 3\text{HA8}$$

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

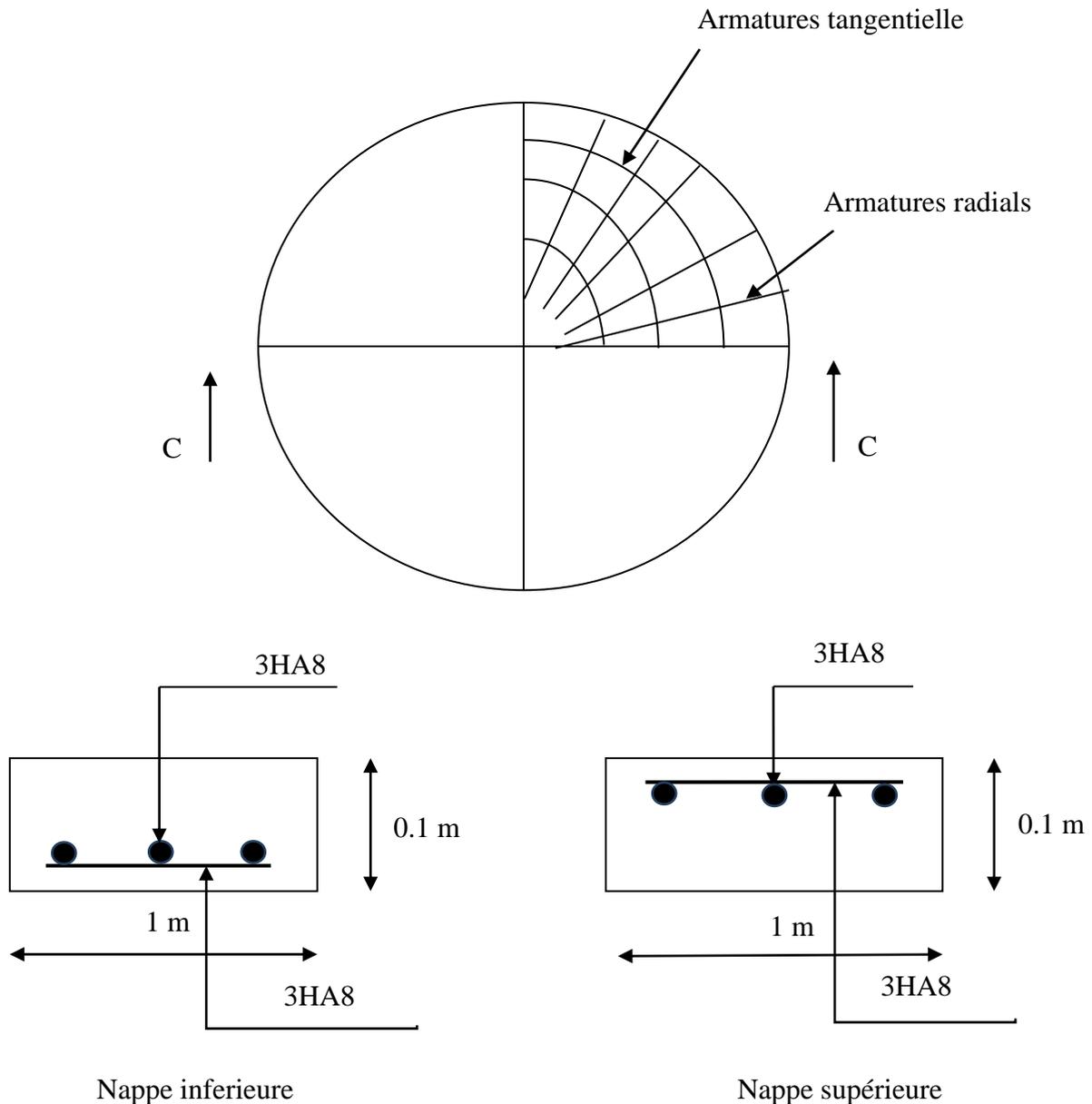


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de la dalle circulaire de lanterneau.

III.2 Calcul du voile circulaire :

➤ **Description :**

Le voile est de forme cylindrique de diamètre extérieur 120cm de diamètre intérieur 100 cm et de hauteur 60 cm, on néglige l'effet du vent sur le voile puisqu'il a une petite hauteur, par conséquent le voile sera soumis à la compression.

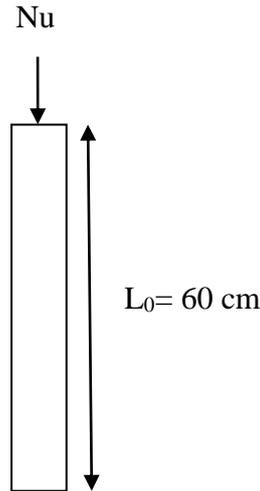


Figure III.3 : Schéma statique du voile circulaire

➤ **Les valeurs des charges :**

La charge permanente : $G = 7.39 \text{ KN}$.

La charge d'exploitation : $Q = 1.54 \text{ KN}$.

➤ **Evaluation de la sollicitation Nu :**

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.

$$Nu = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$Nu = 1.35 * 7.39 + 1.5 * 1.54$$

$$\rightarrow Nu = 12.28 \text{ KN}$$

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 : $L_0 = 60 \text{ cm}$.

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

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

$$I_{\min} = \pi / 64 [D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4] = 3.14 / 64 [1.2^4 - 1.0^4] \rightarrow I_{\min} = 0.0524 \text{ m}^4$$

B : la section du voile cylindrique ; tel que :

$$B = \pi/4 [D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2] \rightarrow B = 3.14/4 [1.2^2 - 1.0^2] \quad B = 0.3454 \text{ m}^2.$$

I : rayon de giration, tel que :

$$I = \sqrt{\frac{I_{\text{min}}}{B}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{0.0524}{0.345}} \rightarrow i = 0.38 \text{ m.}$$

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

$$\lambda = l/i = 1.2/0.38 = 3.15 < 5$$

$$\rightarrow \alpha = 0.85/[1+0.2(\lambda/2)^2] \rightarrow \alpha = 0.83$$

➤ **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 $N_u = 12.8 \text{ KN}$.

$$B_r = \pi/4[(D_{\text{ext}} - 0.01)^2 - D_{\text{int}}^2] \rightarrow B_r = 3.14/4[(1.2 - 0.01)^2 - 1.0^2] \Leftrightarrow B_r = 0.11 \text{ m}^2.$$

N_{res} : l'effort normal résistant

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

$$N_u \leq N_{\text{res}} \rightarrow N_u \leq \alpha [B_r * f_{c28}/0.9\gamma_b + A_s * f_e/\gamma_s]$$

$$\rightarrow A_s \geq \gamma_s f_e [N_u/\alpha - B_r * f_{c28}/0.9\gamma_b]$$

$$\rightarrow A_s \geq 1.15/400 \left[\frac{12.28 \times 10^{-3}}{0.83} - 0.11 \times \frac{25}{0.9 \times 1.5} \right]$$

$$\rightarrow A_s \geq -0.057 \text{ m}^2 < 0$$

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

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

tel que :

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

$$U = 2(R_{\text{int}} + R_{\text{ext}})/2 \rightarrow U = 3.14 (0.60 + 0.50) = 3.45 \text{ m.}$$

$$4U = 4 * 3.45 = 13.8 \text{ cm}^2$$

B : la section totale du béton : $B = 0.345 \text{ m}^2$.

$$2 B/1000 = 2 * 0.345 / 1000 = 0.0069 \text{ m}^2 = 6.90 \text{ cm}^2 .$$

$$A_{\text{min}} = \max [13.8; 6.90] = 13.8 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_{\text{min}} = 13.8 \text{ cm}^2.$$

On choisit 13HA12= 14.70cm².

➤ **Espacement des barres :**

$$St = U/12 = 345/12 = 28.75 \text{ cm}$$

On prend $St = 25\text{cm}$.

➤ **Les armatures transversales (armatures de répartition) :**

$$At = A_l/4$$

$$At = 13.8 / 4 = 3.45 \text{ cm}^2. \quad \text{On prend } 8\text{HA}8 = 4.02 \text{ cm}^2.$$

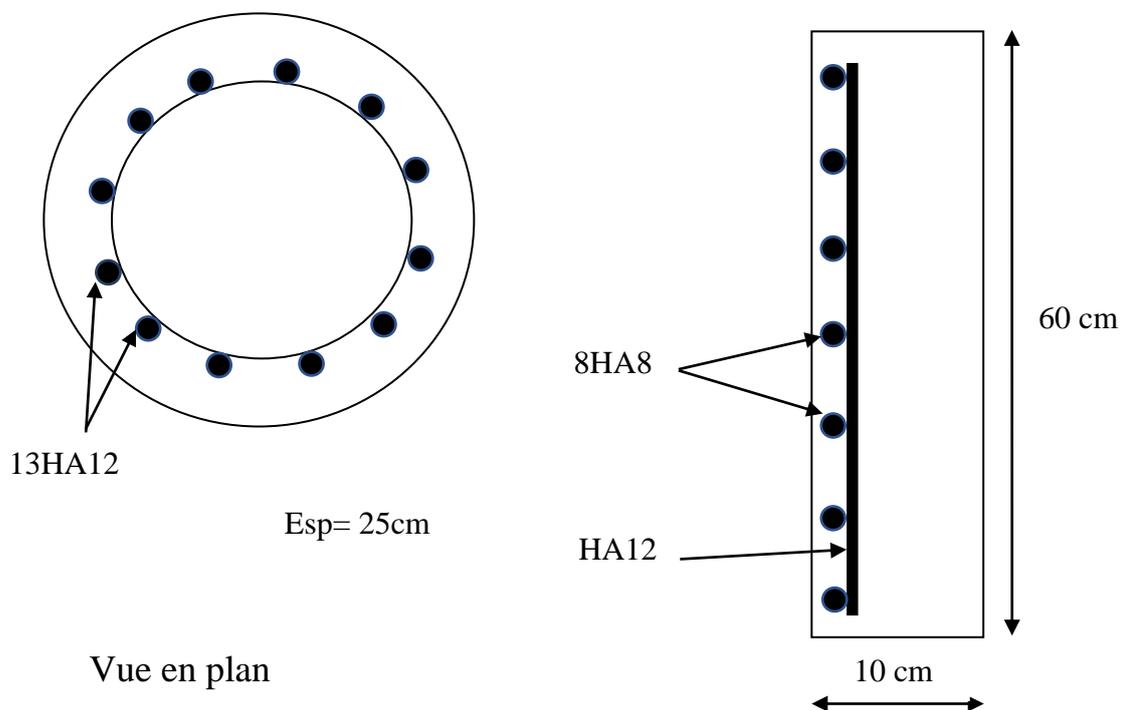


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de lanterneau.

III.3 Calcul de coupole de couverture :

III.3.1 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.

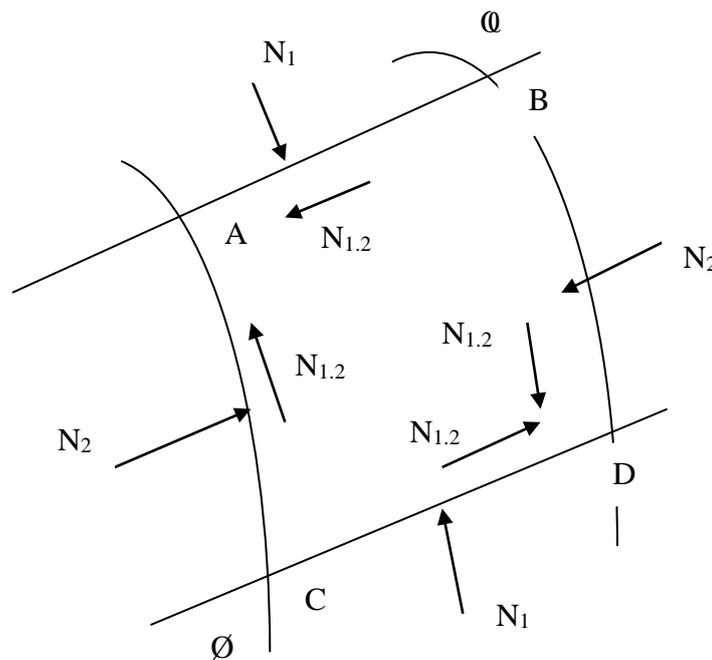
L'équilibre de la coque est régi par deux phénomènes :

- 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.3.2 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 forces 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 $N_{1,2}$, 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 définis par φ et $d\varphi$ 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 ça partie supérieure une couverture circulaire limitée par une parallèle définit par l'angle $\varphi = \beta$.

N1 : c'est l'effort de compression par unité de longueur qui s'exerce sur un méridien.

N2 : 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.

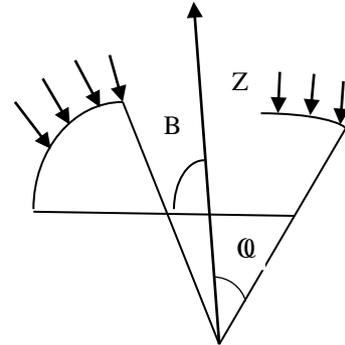
N12 : c'est un effort de cisaillement par unité de longueur qui s'exerce suivant une parallèle ou un méridien, il est nul en raison de la symétrie

III.3.3 Calcul des tensions :

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

$$N1 = \frac{-PR (\cos \beta - \sin \omega)}{\sin^2 \omega}$$

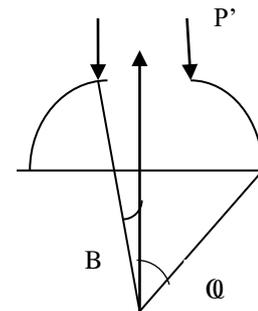
$$N2 = PR \left(\frac{\cos B - \cos \omega}{\sin^2(\omega)} - \cos \varphi \right)$$



- L'effet de la charge concentrée P' donne lieu aux tensions : P

$$N1 = - \frac{P \sin(B)}{\sin^2(\omega)} Z$$

$$N2 = \frac{P \sin(B)}{\sin^2(\omega)} B$$

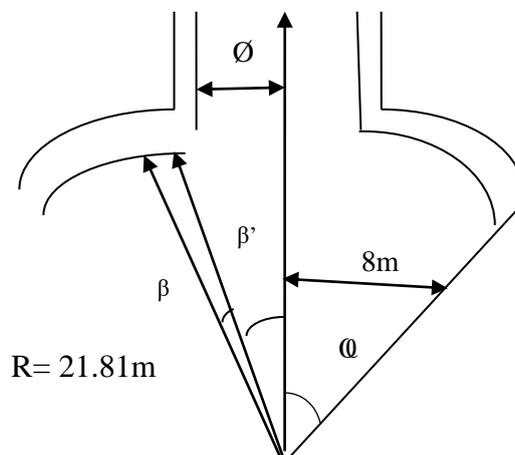


P' : La charge de lanterneau sur la coupole.

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

$$N1 = \frac{-qR(\sin^2 \omega - \sin^2 B)}{2\sin^2 \omega} q$$

$$N2 = \frac{qR(\sin^2 \omega - \sin^2 B)}{2\sin^2 \omega} - qR \cos^2$$



• **Calcul des paramètres β et φ :**

$$\emptyset = 0.50\text{m}$$

$$\sin \beta = \frac{\frac{0.50}{2}}{21.81} = \frac{0.25}{21.81} \rightarrow \sin \beta = \frac{0.25}{21.81} \rightarrow \beta = 0.630^\circ$$

$$\sin \varphi = \frac{8}{21.81} = 0.366 \rightarrow \varphi = 21.00^\circ$$

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 : $f = 1.6\text{m}$ et $D = 16\text{m} \rightarrow f = 1.6\text{m} < D/2 = 8\text{m} \rightarrow$ 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 P (t/ml) :**

➤ **Poids de lanterneau (t/ml)**

1- La dalle circulaire :

Le poids de la dalle est : $P_d = 0.384 \text{ t}$.

Le périmètre de la dalle : $p_d = 2 \pi r = 2 * 3.14 * 0.70 = 4.396 \text{ m}$

$p_1 = P_d / p_d = 0.384 / 4.396 = 0.08 \text{ t/ml}$.

2- Voile circulaire :

Le poids du voile est : $P_v = 0.739 \text{ t}$.

Le périmètre du voile $p_v = \pi * D = 3.14 * 1.2 = 3.768 \text{ m}$.

$p_2 = P_v / p_v = 0.739 / 3.768 = 0.196 \text{ t/ml}$.

3- L'étanchéité :

Le poids de l'étanchéité sur la dalle circulaire est : $P_e = 0.049 \text{ t}$.

$$p_3 = P_e / p_{rd} = 0.049 / 4.396 = 0.011 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } p_t = p_1 + p_2 + p_3 = 0.08 + 0.196 + 0.011 = 0.287 \text{ t/ml.}$$

$$\text{D'où : } p_g = 0.287 \text{ t/ml.}$$

$$p_q = Q / p_{rd} = 0.154 / 4.396 = 0.035 \text{ t/ml}$$

➤ **Calcul des efforts N1 et N2 :**

➤ **Bord inférieur :**

1. Sous le poids propre P :

Formules	Données	Effort (t/ml)
$N1 = \frac{-PR(\cos B - \cos \alpha)}{\sin^2 \alpha}$	$P = 0.328 \text{ t/ml}$ $R = 21.81 \text{ m}$ $B = 0.366^\circ$ $\alpha = 21^\circ$	$N1 = -3.576$
$N2 = PR \left(\frac{\cos B - \cos \alpha}{\sin^2 \alpha} - \cos \alpha \right)$		$N2 = -3.076$

2. Sous la charge q :

formules	Données	Effort (t/ml)
$N1 = \frac{-qR(\sin^2 \alpha - \sin^2 B)}{2 \sin^2 \alpha}$	$q = 0.1 \text{ t/ml}$ $R = 21.81 \text{ m}$ $B = 0.366^\circ$ $\alpha = 21^\circ$	$N1 = -1.090$
$N2 = \frac{qR(\sin^2 \alpha - \sin^2 B)}{2 \sin^2 \alpha} - qR \cos^2 \alpha$		$N2 = -0.81$

3. Sous la charge concentrée P' :

Formules	Données	Efforts (t/ml)	
		G	Q
$N1 = - \frac{P' \sin(B)}{\sin^2(\alpha)}$	$P_g = 0.287 \text{ t/ml}$ $P_q = 0.035 \text{ t/ml}$ $B = 0.366^\circ$ $\alpha = 21^\circ$	$N1 = -0.012$	$N1 = -0.0024$
$N2 = \frac{P' \sin(B)}{\sin^2(\alpha)}$		$N2 = 0.012$	$N2 = 0.0024$

Remarque :

Le signe (-) indique la compression.

Le signe (+) indique la traction

➤ Bord supérieur : On a : $\emptyset = \beta = 0.366^\circ$

1. Sous la charge P :

Formules	Données	Efforts
$N1 = \frac{-PR(\cos B - \cos \emptyset)}{\sin^2 \emptyset}$	P= 0.328t/ml R= 21.81m $\emptyset = B = 0.366^\circ$	N1= 0
$N2 = PR \left(\frac{\cos B - \cos \emptyset}{\sin^2 \emptyset} - \cos \emptyset \right)$		N2= -7.078

2. Sous la charge q :

Formules	Données	Efforts(t/ml)
$N1 = \frac{-qR(\sin^2 \emptyset - \sin^2 B)}{2\sin^2 \emptyset}$	q = 0.1t/ml $\emptyset = B = 0.366^\circ$ R=21.81m	N1= 0
$N2 = \frac{qR(\sin^2 \emptyset - \sin^2 B)}{2\sin^2 \emptyset} - qR\cos^2 \emptyset$		N2= -2.179

3. Sous la charge concentrée P :

Formules	Données	Efforts(t/ml)	
		G	Q
$N1 = \frac{P' \sin(B)}{\sin^2(\emptyset)}$	P _g = 0.287t/ml P _q = 0.035t/ml $\emptyset = B = 0.366^\circ$	N1= -15.637	N2= - 5.47
$N2 = \frac{P' \sin(B)}{\sin^2(\emptyset)}$		N1=15.637	N2 =5.47

Résumé :

➤ **Bord inférieur :**

	Poids Propre P(t/ml)	Surcharge q(t/ml)	Charge concentrées P'(t/ml)	
			G	Q
N1	N1= -3.576	N1=-1.090	N1= -0.012	N2=-0.0024
			N2= 0.012	N2=0.0024
N2	N2 = -3.076	N2 =-0.81	N2= 0.012	N2=0.0024

➤ **Bord supérieur :**

	Poids Propre P(t/ml)	Surcharge q(t/ml)	Charge concentrée P'(t/ml)	
			G	Q
N1	N1 = 0	N1 = 0	N1= -15.637	N2= -5.470
			N1 =15.637	N2= 5.470
N2	N2 =-7.078	N2 = -2.179	N1 =15.637	N2= 5.470

• **Combinaison des efforts :**

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

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

Les efforts	Bord inférieur		Bord supérieure	
	ELU	ELS	ELU	ELS
N1	-6.462	-4.666	-24.304	-17.499
N2	-5.367	-3.886	12.823	9.257

III.3.4 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).

$$N_1 = 24.304 * 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

La section des aciers est donnée par :

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

Avec : $N_u = 24.304 * 10^{-2} \text{ MN/ml}$

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

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

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

D'où : $A_s \geq -41.90 \text{ cm}^2 < 0 \rightarrow$ On devra disposer une section d'armature minimale :

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

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

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

Espacement : 10 cm

➤ **Ferrailage suivant les parallèles :**

✓ **Effort de compression :**

$$N_u = 5.367 * 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

$$A_s \geq \frac{N_u - B f_{bu}}{\sigma_s} \rightarrow A_s = -47.42 \text{ cm}^2 < 0$$

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

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

✓ **Effort de traction :**

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

ELU :

$$N_u = 12.823 * 10^{-2} \text{ MN/m}$$

$$A_u \geq \frac{N_u}{\sigma_{sc}} = \frac{12.823 * 10^{-2}}{348} = 3.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS :

$$N_{ser} = 9.257 * 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

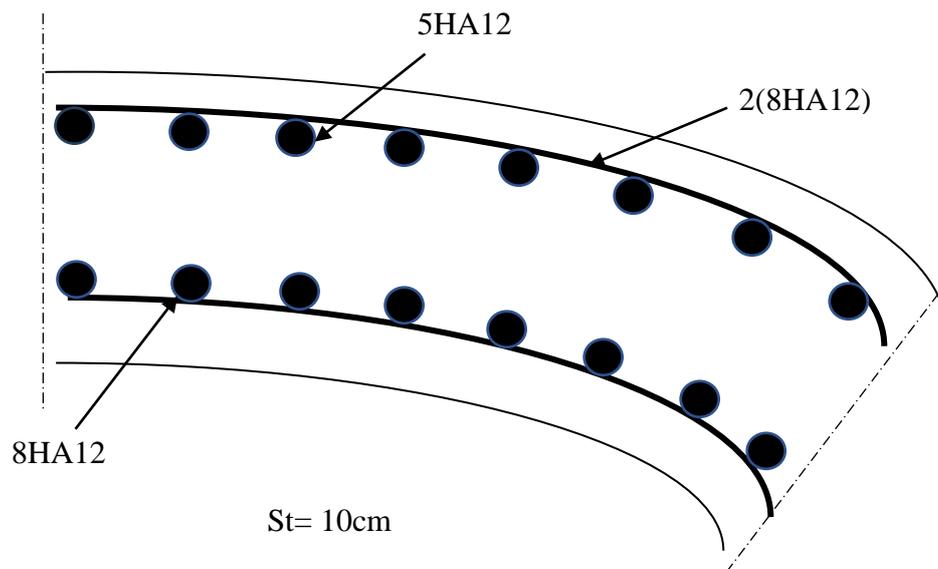
$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma}$$

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

$$A_{ser} \geq \frac{9.257 \cdot 10^{-2}}{164.97} = 5.61\text{cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 5HA12= 5.61cm²/ml.

St = 10 cm



FERR-COUPOLE
Ech: 1/50

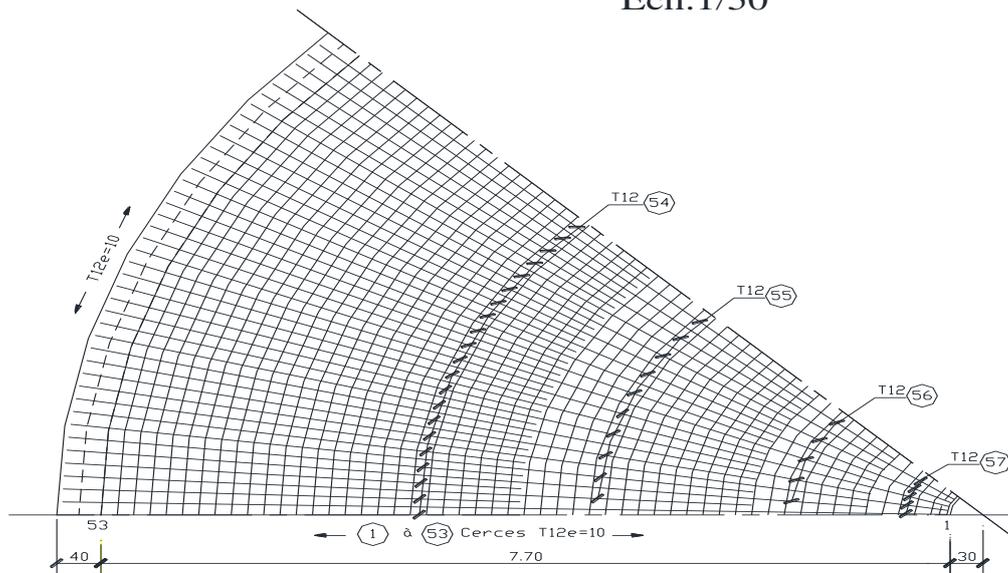


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la coupole.

Chapitre IV

Etudes des éléments 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.2 Détermination des efforts :

➤ **Calcul des efforts à l'extrémité de la coupole :**

$$\cos \varphi = 8/21.81$$

$$\varphi = 20.89^\circ$$

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

Sous le poids de la coupole :

$$N\varphi g = \frac{-3.28 \cdot 10^{-3} \cdot 21.81}{(1+\cos 20.89)} = -37.06 \cdot 10^{-3} \text{ MN.}$$

Sous la charge d'exploitation q :

$$N\varphi q = \frac{-1 \cdot 10^{-3} \cdot 21.81}{(1+\cos 20.89)} = -11.30 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\text{à l'ELU : } N\varphi u = 66.98 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\text{à l'ELS : } N\varphi s = 48.36 \cdot 10^{-3} \text{ MN}$$

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 :**

$$N_u = N\varphi u \cos \varphi R$$

$$\rightarrow N_u = 66.98 \cdot 10^{-3} \cdot \cos(20.89) \cdot 21.81 = 1.364 \text{ MN/ml}$$

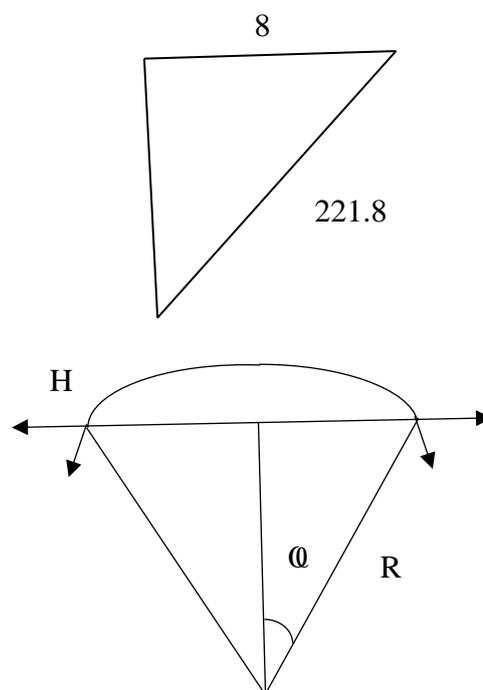
$$A_u = N_u / \sigma_{sc} \rightarrow A_u = 1.364 / 348 \rightarrow A_u = 39.20 \text{ cm}^2$$

➤ **ELS :**

$$N_{ser} = N\varphi s \cos \varphi R$$

$$\rightarrow N_{ser} = 48.36 \cdot 10^{-3} \cdot \cos(20.89) \cdot 21.81$$

$$\rightarrow N_{ser} = 0.98 \text{ MN/ml}$$



$$A_{ser} = N_{ser} / \sigma_{sc} \rightarrow A_{ser} = 0.98 / 348$$

$$\rightarrow A_{ser} = 28.30 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\blacksquare ACNF \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ Avec } B = 0.4 * 0.65 = 0.26 \text{ m}^2$$

$$ACNF \geq \frac{0.26 * 2.1}{400} \rightarrow ACNF \geq 13.65 \text{ cm}^2$$

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

D'où la section théorique (calculé) = $[A_u, A_{ser}, A_{min}] \text{ cm}^2$

$$A_s = \max (39.20, 28.30, 13.65)$$

$$A_s = 39.20 \text{ cm}^2$$

On choisit $8HA25 = 39.27 \text{ cm}^2$.

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

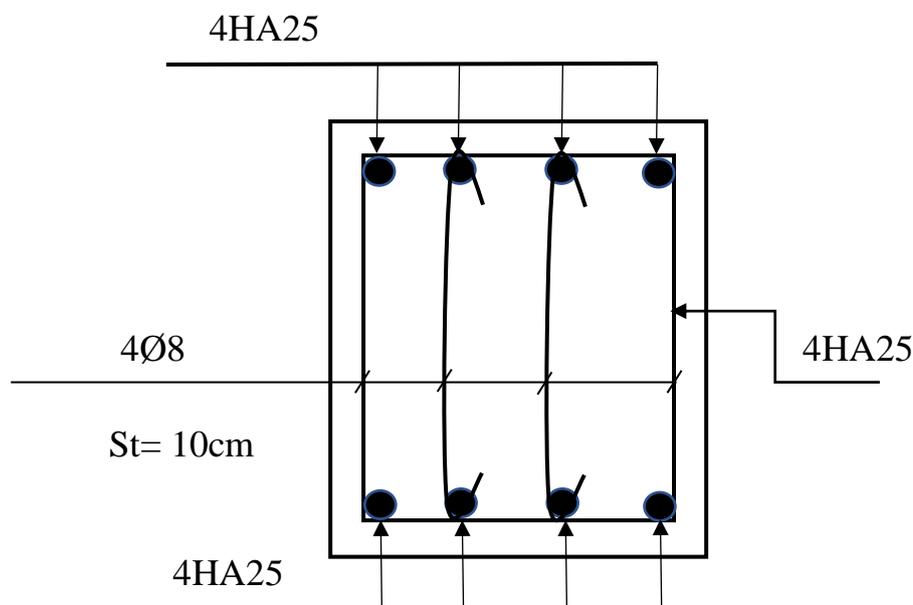


Figure IV.1: Schéma de ferrailage de la ceinture supérieure.

IV.3 Etude des parois :

La cuve du réservoir est un voile cylindrique posé sur le sol, soumis du côté interne à des pressions sous l'effet de l'eau et du côté externe à 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 :

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

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

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

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

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

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

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

$\omega(0) = 0$ déplacement nul.

$\omega'(0) = 0$ 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 :

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

D'où $M_1 = kd^2\omega/dx^2$

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

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

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

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

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 :**

$M_x = (-\varepsilon + (1 - 1/\gamma H)\theta) \frac{p_0}{2\gamma^2}$

➤ **Effort tranchant :**

$T = -P_0/2\gamma [\Psi + 1 - 1/\gamma H]\varphi$

Sachant que :

$P_0 = \gamma e^* e$

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

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

IV.3.1 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.

1) CALCUL DES ELEMENTS DE REDUCTION :

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

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

X(m)	e(m)	k	y	Mx(t.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	-0.60
1	0.3	75.38	0.792	0.061	1.201	-0.40
1.2	0.3	75.38	0.792	0.035	3.085	-0.18

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

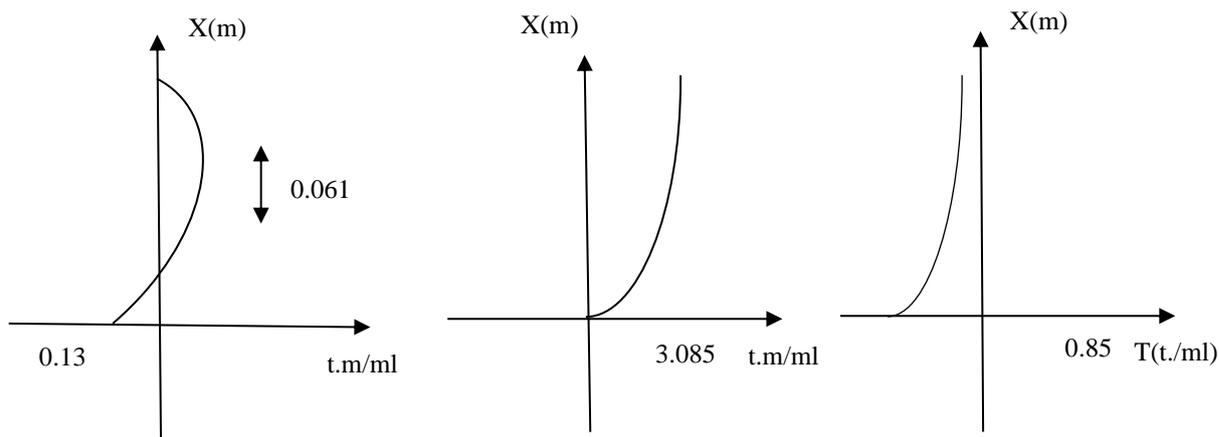


Figure IV.2 : Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée des terres.

b- Calcul des éléments de réduction sous la poussée de l'eau :

$\gamma_e = 1 \text{ t/m}^3$; $h = 5.0 \text{ m}$ (hauteur de liquide) ; $k = 75.38$; $\gamma = 0.792$; $e = 0.3 \text{ m}$; $P_0 = 5.0 \text{ t/m}^2$

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

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
5.0	-0.09	12.109	0.003

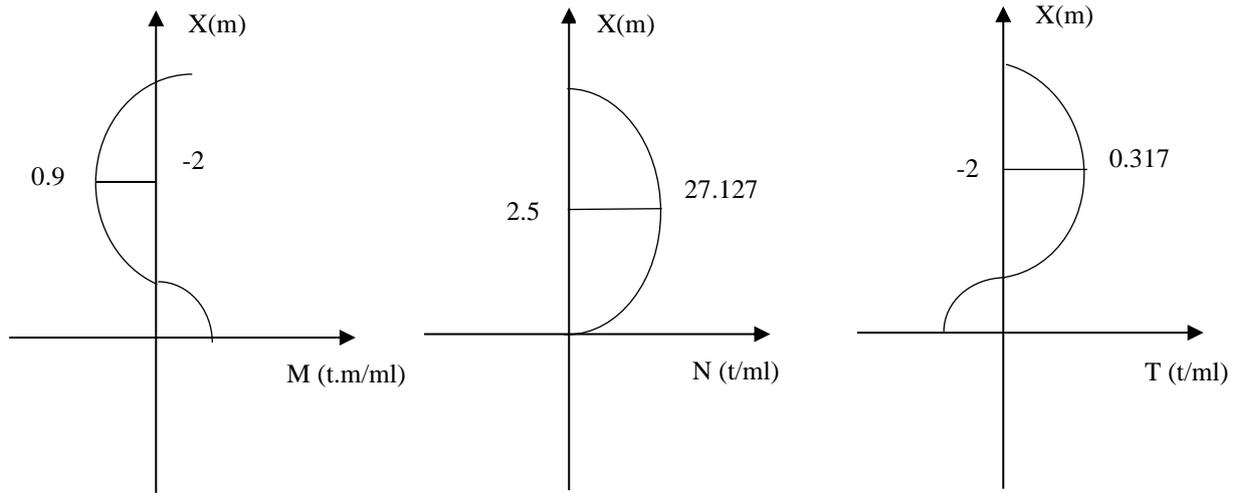


Figure IV.3: Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée de l'eau.

IV.3.2 Calcul de ferrailage :

1) Ferrailage a la traction sous la poussée hydrostatique :

A l'ELS avec :

$$\sigma_s = \min (1/2f_e, 110(\eta ft/28)^{1/2}) = 201.63 \text{ MPa}$$

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

$$A_{CNF} = B ft/28/f_e = 0.15 \cdot 2.1/400 = 7.875 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.3: Ferrailage sous la poussée hydrostatique.

X(m)	Ninoy(t/ml)	A _{ser} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _S ^{max} (cm ²)	Choix des barres (cm ²)	Esp St
0 ≤ x ≤ 0.5	1.525	0.76	7.875	7.875	2(6HA14)=18.48	16
0.5 ≤ x ≤ 1	8.213	4.07	7.875	7.875	2(6HA14)=18.48	16
1 ≤ x ≤ 1.5	18.024	8.93	7.875	8.93	2(8HA14)=24.64	12.5
1.5 ≤ x ≤ 2	23.909	11.86	7.875	11.86	2(8HA14)=24.64	12.5
2 ≤ x ≤ 2.5	26.137	12.96	7.875	12.96	2(10HA14)=30.80	10
2.5 ≤ x ≤ 3	26.093	12.94	7.875	12.94	2(10HA14)=30.80	10
3 ≤ x ≤ 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	10.38	2(8HA14)=24.64	12.5
$4 \leq x \leq 4.5$	16.644	8.25	7.875	8.25	2(6HA14)=18.84	14
$4.5 \leq x \leq 5$	12.654	8.25	7.878	8.25	2(6HA14)=18.84	14

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 : $R_c = N_{\phi \text{ser}} \sin \varphi = 4.83 \sin 20.89 = 1.72 \text{ t/ml}$
 - Poids de la ceinture superueu : $P_{ce} = 2.5 * 0.4 * 0.65 = 0.65 \text{ t/ml}$
- $N = P_p + R_c + P_{ce} = 3.75 + 1.72 + 0.65 = 6.12 \text{ t/ml}$

➤ **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 $x = 0$:

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

$e_0 = M_{ser}/N_{ser} = 2.580/6.12 = 0.42 \text{ m}$

A mi travée $x = 2$:

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

$e_0 = M_{ser}/N_{ser} = 0.973/6.12 = 0.15 \text{ m}$

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 :**

Moment actif : $M_{ser} . A = N_{ser} \cdot e_A$ Avec: $e_A = e_0 + [d - h/2]$ (l'excentricité additionnelle)

$$h = 0.3m \quad d = (r/10) \cdot h = \frac{8}{10} \cdot 0.3 = 0.24m$$

$$b = 1m \quad \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \min(0.5f_e; 110 (\eta f_{t28})^{1/2}) = 201.63 MPa$$

$$\alpha = \overline{\sigma}_{bc}^2 / (\overline{\sigma}_{bc}^2 + \sigma_s) \rightarrow \alpha = 15 \cdot 15 / [(15 \cdot 15) + 201.63] = 0.527$$

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

$$Z = d(1 - \alpha/3) \rightarrow Z = 0.24 \cdot (1 - 0.527/3) = 0.20 m$$

- Si $M_{ser} \cdot A < M_{rb}$ → $A^{F.S} = 0$ et $A^{F.S} = M_{ser} \cdot A / Z \sigma_s$
- Si $M_{ser} \cdot A > M_{rb}$ → $A^{F.S} = (M_{ser} \cdot A - M_{rb}) / (d - d') \sigma_{bc}$ et $A^{F.S} = M_{ser} \cdot A / Z \sigma_s + A^{F.S} \sigma_{sc} / \sigma_s$
- Enfin : $A^{F.C} = A^{F.S}$
- $A^{F.C}_{ser} = A^{F.S} \cdot \frac{N_{ser}}{\overline{\sigma}_{bc}}$
- $A_{min} = b d f_{t28} (e_0 - 0.45d) / f_e (4.5e_0 - 0.83d)$

Tableau IV.4: Les résultats après le calcul.

	X=0	X=2
Mser(MN.m/ml)	0.0258	-0.0097
Nser(MN/ml)	0.0612	0.0612
e0(m)	0.42	0.15
ea (m)	0.810	0.540
Mser.A (MN.m/ml)	0.049	0.030
A	0.527	0.527
urb	0.217	0.217
Mrb (MN.m/ml)	0.300	0.300
A ^{F.S} _{ser} (cm ²)	6.80	3.93

Z(m)	0.20	0.20
A _{min} (cm ²)	2.32	1.10
A adoptée (cm ²)	6HA10= 4.71	4HA12=4.52
Escapement (cm)	8	12.5

IV.3.3 Vérification :

a) Vérification des contraintes pour la poussée des terres :

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

Calcul de la contrainte normale du sol + LA Prestions du terres exercée sur le mur (cuve)

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

h (m)	(Ni+Ni+1)/2 (MN/ml)	A _{ser} (cm ²)	σ _{bc} (MAP)
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	1.4120 < 15

b) Vérification au cisaillement :

➤ **Sous la poussée de l'eau :**

$$\tau_u < \tau_u$$

$$\tau_u = V_u / b_0 d = 1.5 T_{max} / b_0 d$$

$$\rightarrow \tau_u = 1.5 * 0.024 / (1 * 0.24) \rightarrow \tau_u = 0.15 \text{ MPa}$$

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

$$\rightarrow \tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

➤ **Sous la poussée des terres :**

$$\tau_u = 1.5 * 0.0084 / (1 * 0.24) = 0.052 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

IV.3.4 Ferrailage sous la poussée des terres :

On a :

à la base: M= 0.0013 MN.m/ml

N = 0.00612 MN/ml

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

$N = 0.00612 \text{ MN/m}$

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

$$A_{\min} = 0.23 f_{t28} b_0 d / f_e \rightarrow A_{\min} = 0.23 * 2.1 * 1 * 0.24 / 400 \rightarrow A_{\min} = 2.89 \text{ cm}^2.$$

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

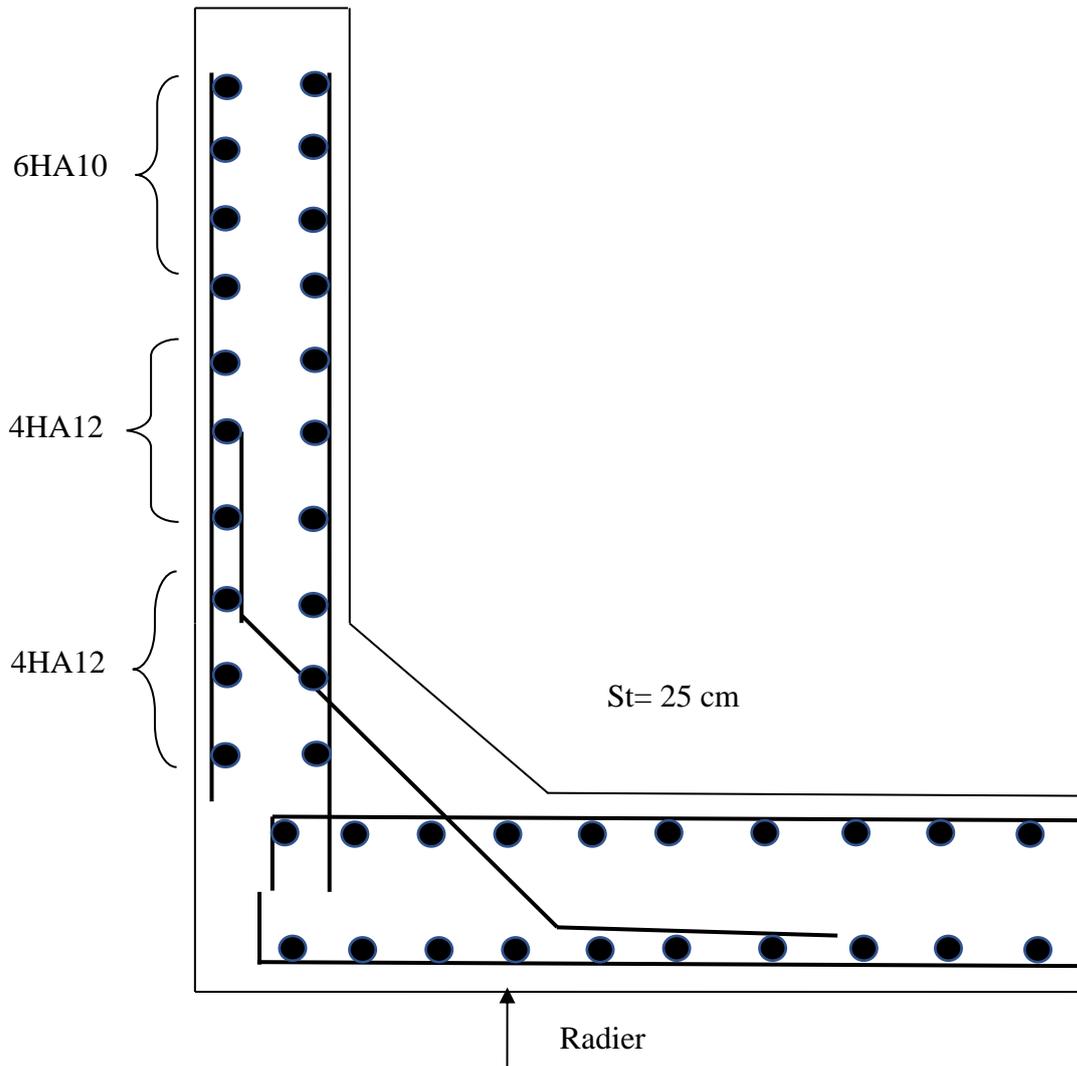


Figure IV.4: Schéma de ferrailage de la paroi.



FigureIV.5 : Schéma de ferrailage de réservoir.

Chapitre V

Etude hydraulique

V.1 Définition d'un réservoir :

Les réservoirs sont des ouvrages destinés pour le stockage de liquide. On peut citer entre autres :

- Les réservoirs d'eau.
- Les piscines,
- Les stations d'épuration,

Le cas de ce projet est basé sur un réservoir d'eau potable qui servira à contenir de l'eau pour l'alimentation de la population.

On distingue trois types de réservoirs en général :

- Enterrés
- Semi-enterrés
- Surélevés

Pour notre cas le réservoir de ma problématique classé comme un réservoir enterré.

Les réservoirs peuvent être construits ouvert ou muni d'une couverture en coupole ou en dalle plane. Les réservoirs peuvent être simples ou complexes et formés des plusieurs cellules même superposées.

La forme en plan peut être cependant la plupart du temps, les petits réservoirs se font carrés ou rectangulaires. Mais la forme circulaire est couteuse, et lors que les moyens d'exécutions le permettent, on réalise des réservoirs en forme tronconique et cylindro-tronconique à la place de réservoirs cylindrique de grand volume.

Ils peuvent être réalisés selon le cas en maçonnerie ou en acier pour les petites capacités. Mais de nos jours, la plupart des réservoirs sont réalisés en béton armé ou en béton précontraint.

Pour le cas de notre projet vu l'importance de la capacité de stockage du réservoir, il sera préférable de réaliser en béton armé.

V.2 Place du réservoir dans le réseau :

Les réservoirs sont présents partout dans le réseau d'adduction d'eau. Ils constituent les organes de stockages et des régulateurs des pressions et de débit entre le régime de production et le régime de consommation. Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

En tenant compte de l'augmentation de nombre des consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen diminue notablement.

V.3 Utilités des réservoirs :

Très souvent, les installations de distribution d'eau comportent un réservoir, Ce réservoir a une double fonction.

- a) Il assure la sécurité de la distribution, soit pour fournir rapidement une quantité d'eau importante (pour éteindre un incendie par exemple).
- b) Il assure une régulation entre les débits différents :
 - Débit consommé qui peut être presque nul, comme il peut atteindre trois à quatre fois le débit moyen journalier à certaines heures de la journée.
 - Débit des sources d'approvisionnement, généralement peu variable au cours de la journée.

En outre, le réservoir doit compenser aux heures de pointe les déficits de consommation non assurés par la station de pompage. Il doit aussi assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.

V.4 Emplacements des réservoirs :

Le choix du site du réservoir est dicté essentiellement par des considérations de pression au point d'alimentation.

Il est recommandé que cette pression ne dépasse pas les 40 m exceptionnellement 60m (certaines équipements ne peuvent en aucun cas supporter plus de 70m).

D'autres critères influent aussi pour le choix de l'emplacement du réservoir à savoir :

- Fournir aux abonnés une pression suffisante au moment des pointes.
- La cote du réservoir doit être supérieure à la plus grande cote piézométrique exigée dans le réseau.
- Eviter d'avoir de la pression trop importante sur le point le plus bas du réseau.

V.5 Principe de construction :

La construction des réservoirs exige les règles suivantes :

- Utilisation de matériaux durables et qui ne peuvent être attaqués par la rouille.

- Les réservoirs doivent être couverts à l'abri de contamination, de l'infiltration des eaux souterraines des pluies et des poussières.
- Ils doivent être aérés tout en restant à l'abri du froid et de la chaleur.
- Prévoir une ventilation convenable qui sera aménagée de façon à éviter l'entrée des insectes.
- Prévoir un compartimentage pour faciliter le nettoyage.

V.6 Equipement du réservoir :

Généralement, le réservoir doit être équipé d'une conduite d'arrivée, d'un conduit de trop.

Plein reliée à 'celle de la vidange, d'une réserve d'incendie, d'une conduite de distribution et d'un conduit de distribution et d'un by- passe

1. Conduite de distribution :

Le départ du conduit s'effectue de **0.15 à 0.20m** au-dessus du radier du en vue d'éviter l'introduction des boues ou des sables dans le conduit et qui pourraient éventuellement se décanter dans la cuve.

On prévoit également un minimum de **0.5m** au-dessus de la génératrice supérieure de la Conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, de ce fait, nous évitons la pénétration d'air dans la conduite de la distribution.

Un robinet vanne sera prévu sur le départ du conduit pour avoir la possibilité d'isoler Le réservoir en cas d'incendie. (Voir la figure V .1)

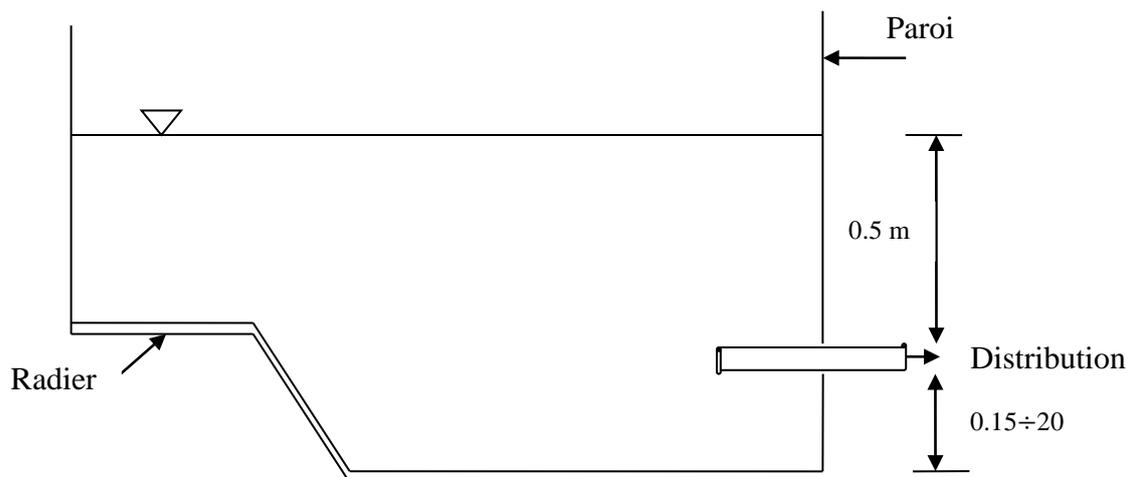


Figure V.1 : Départ et distribution.

2. le trop plein :

La conduite de trop plein doit être en mesure d'évacuer la totalité du débit qui arrive quand la cuve attend son niveau maximal.

3. Conduite d'amenée :

L'arrivée de l'eau dans le réservoir s'effectue par sur verse en chute libre (v d'eau $\text{Max} + 0.5 \text{ m}$). Pour favoriser l'oxygénation de l'eau, le départ est installé à l'opposé de L'arrivée et ce pour faciliter le l'eau, afin d'éviter la pénétration d'air dans la distribution (Voir figure V.2)

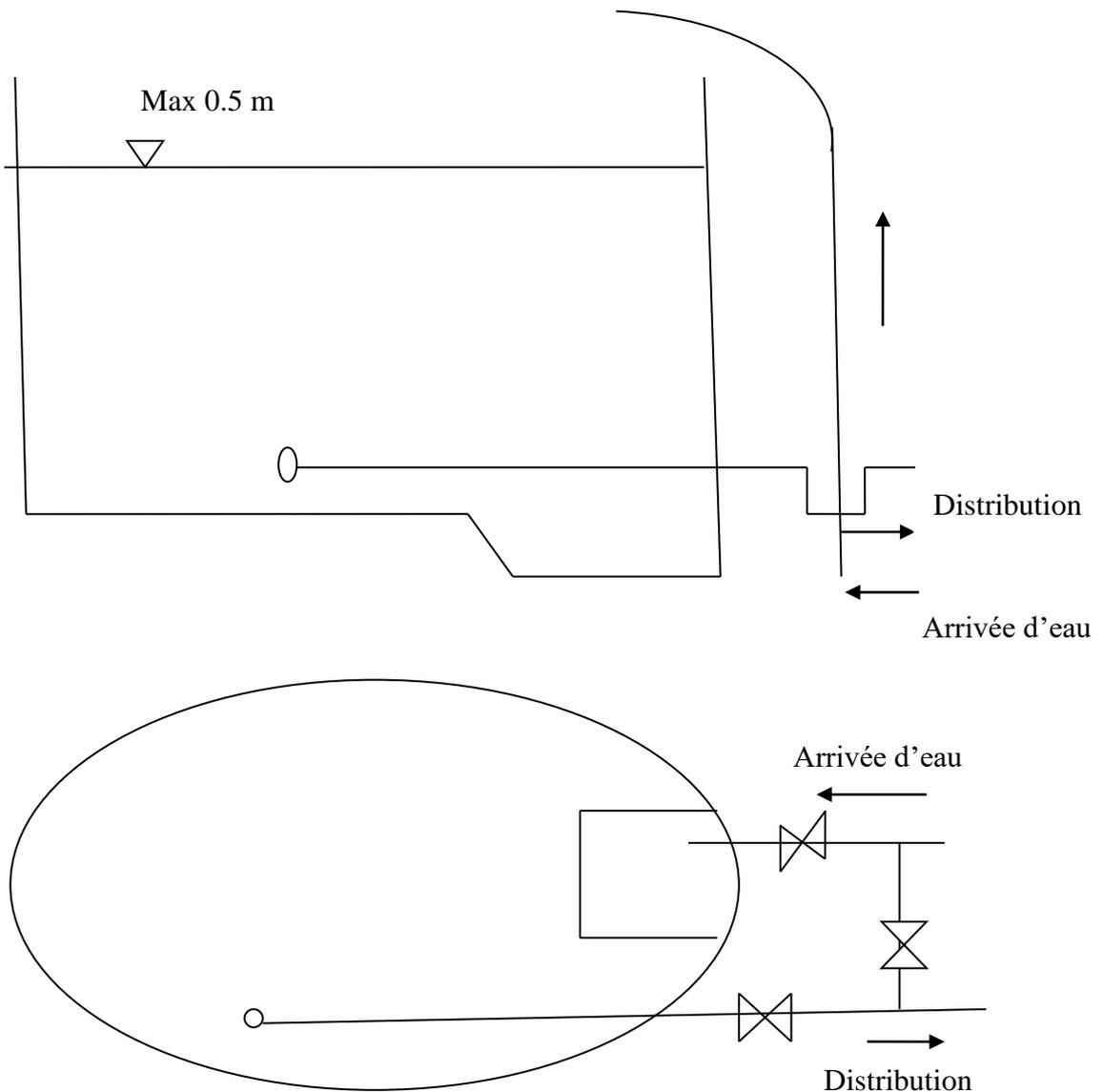


Figure V.2 : conduite d'amenée

4. Vidange :

La conduite de vidange part du point bas du réservoir pour se recorder ensuite
 Au trop plein, elle comporte un robinet vanne (voir figure V.3)

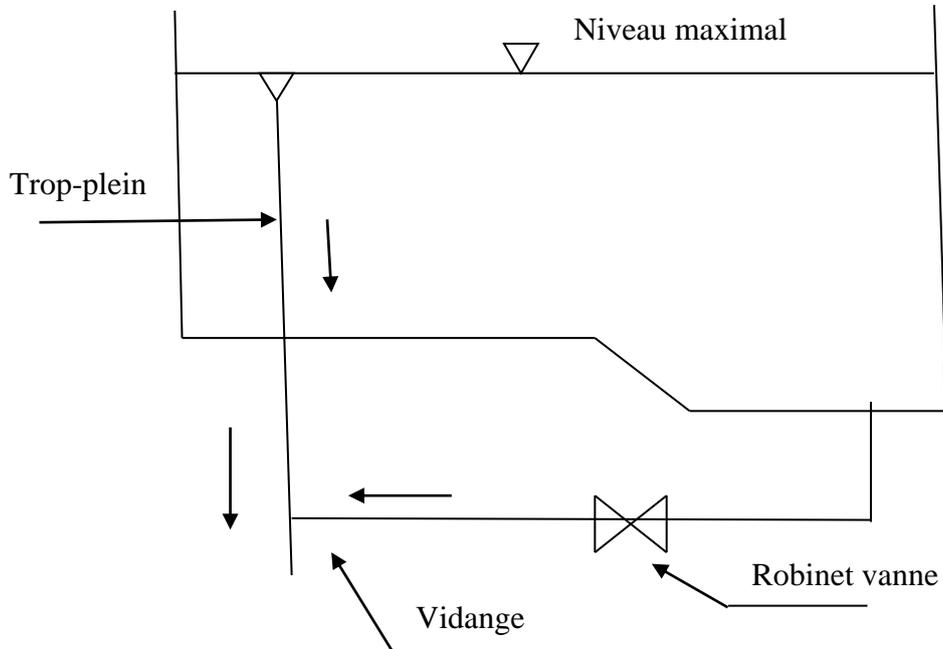


Figure V.3 : trop- plein et vidange

5. Robinet flotteur :

Situé à l'extrémité du conduit d'amenée, il sert à maintenir constant le niveau
 Maximal du plan d'eau dans le réservoir.

V.7 Paramètres du réseau :

1. **Débits** : les conduits doivent pouvoir transiter les débits pendant les heures de pointe.

2. **Vitesses** : Au départ on se donne une vitesse arbitraire de 1m/s pour trouver le

Diamètre, ensuite après vérification on détermine la valeur réelle de la vitesse
 d'écoulement de l'eau dans la conduite.

La vitesse d'écoulement de l'eau dans les conduites doit être comprise entre **0.5** et **1.5m/s**.

Cependant il faut noter que les dépôts dans les canalisations.

3. Pression : la pression de service dans les réseaux de distribution doit satisfaire les conditions suivantes :

Cas normal : la pression < **0.6bars**

Cas d'incendie : pression doit être comprise entre **1et 6 bars**.

V.8 Choix du type de conduite :

Les canalisations utilisées pour ce réseau sont en PEHD avec une pression normale de **25bars**, ce type de conduite présente des avantages suivants :

- Une résistance a' la corrosion absolue
- Les pertes de charges sont minimales grâce a' ses parois lisses
- Epouse toutes les formes de terrain
- Vitesse élevée de circulation

Par raison économique, le choix du diamètre de la conduite se fait en fonction des débits souhaités.

V.9 Classification des réseaux :

Les réseaux peuvent être classés comme suit :

- Les réseaux ramifiés.
- Les réseaux maillés.
- Les réseaux étagés.
- Les réseaux à alimentations distinctes.

V.10 Equipement du réseau :

Le fonctionnement et l'exploitation d'un réseau de distribution nécessitent un certain nombre d'accessoires.

1) Robinets – vannes :

Ce sont des accessoires qui permettent l'isolement des différents tronçons du réseau notamment en cas de réparation ou d'entretien, placés au niveau de chaque nœud, ils

permettent aussi de régler le débit transitant dans chaque tronçon en fonction de la densité de consommation.

2) Ventouses ou purgeurs d'air :

Sont des organes qui sont placés aux points les plus hauts du réseau, ils servent à réduire la fonction des vides dans les installations en évacuant l'air.

3) Robinets de décharge :

Ils sont prévus au point les plus bas du réseau en vue de la vidange de la conduite en évacuant les dépôts.

4) Joints :

Assurent l'étanchéité à chaque fois que le raccordement d'une pièce spéciale sur le réseau est nécessaire ou bien au raccordement de deux conduites.

5) Crépines :

Ce sont des appareils en forme de panier placés aux extrémités des conduites d'aspiration, ils permettent d'empêcher l'introduction des corps étrangers.

6) Brise charge et régulateurs de pression :

Dans les régions accidentées, il est souvent nécessaire de réduire la pression. On utilise alors soit une brise charge, réservoir destiné à casser la pression et d'où l'eau repart à la pression atmosphérique, soit de préférence un régulateur de pression aval, appareil placé sur la conduite qui fournit une pression aval constante quel que soit la pression amont.

7) Boucles de lavage :

Elles sont utilisées pour les lavages des crues, des caniveaux.

8) Bouche d'arrosage :

Elles sont disposées aux alentours des jardins publics pour permettre l'entretien des espaces verts.

9) Bouche d'incendie :

Elles sont installées sur les canalisations maitresses capables de fournir un débit minimal de 17 l/s et une pression de 0.6 bars minimaux. Parmi les équipements du réseau, nous envisageons également des raccordements.

- a) **Tés** : On envisage des Tés a' (trois emboitements) pour permettre le raccordement des conduites.
- b) **Croix** : munies de (quatre emboitements), elles ont le même rôle que les Tés.
- c) **Coudes** : Sont utilisés pour permettre le raccordement des conduites de diamètres différents.

➤ **Quelque type de réservoirs :**

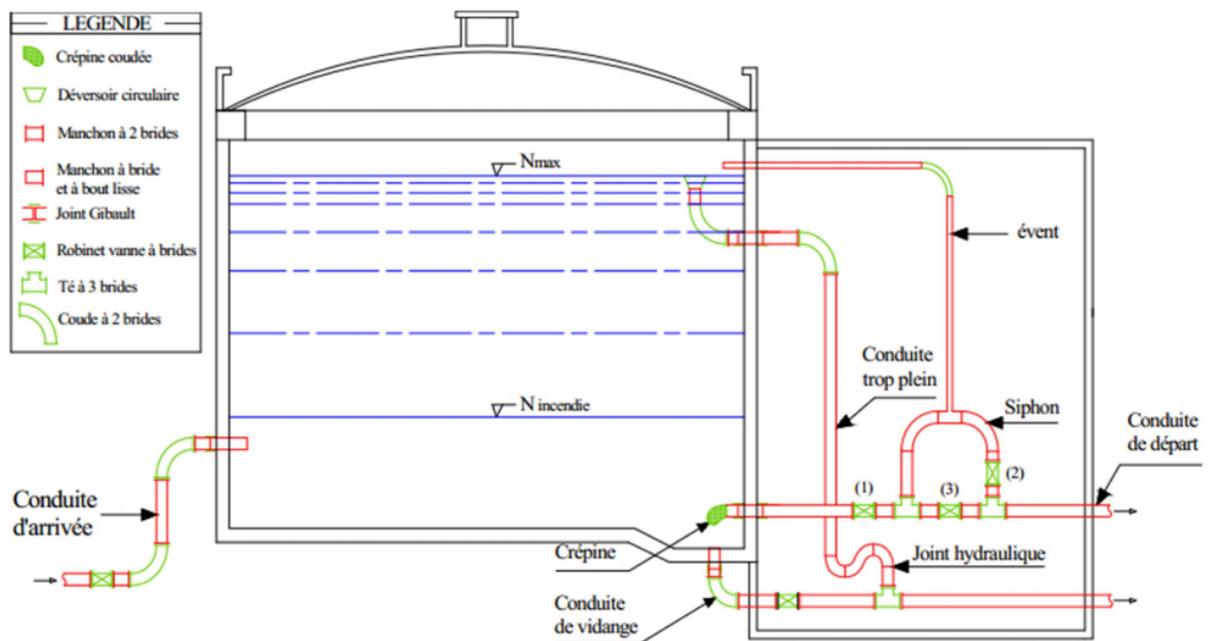


Figure V.4 : Réservoir circulaire

V.11 Capacité du réservoir :

La détermination du volume des réservoir se fait à partir des données sur la répartition de réserve et de la consommation d'eau durant les différentes heures de la journée. On admet pour la répartition de la consommation des coefficients horaires (qui dépendent du nombre d'habitants considère).Ayant trouvé les excès et les insuffisances d'eau durant une journée , on fait la somme algébrique de la plus grande valeur positive et la plus grande valeur positive et la plus grande valeur négative de la différence entre

le volume entrant et le volume sortant (consommé) et on ajoute à cette somme la valeur de la réserve d'incendie pour trouver le volume du réservoir .

Soit : $V_r = |\Delta v^+_{\max}| + |\Delta v^-_{\max}| + V_{inc}$

V_r : volume du réservoir [m³]

$|\Delta v^+_{\max}|$ = la plus grande valeur positive de la différence entre le volume entrant et le volume sortant [m³]

$|\Delta v^-_{\max}|$ = la plus grande valeur négative de la différence entre le volume entrant et le volume sortant [m³]

V_{inc} : la réserve d'incendie [m³]

V.12 Station de pompage :

D'une station de pompage doit comporter :

- a) **La salle d'arrivée d'eau** : est appelée aussi bache d'arrivée au bache d'aspiration cette salle ne devra avoir en principe aucune communication Avec la salle des machines.
- b) **La salle des machines (pompes)** : On place deux pompes semblables, une seule pompe aspire l'eau à partir de la chambre d'arrivée d'eau et refoule la quantité d'eau Vers le réservoir la 2^{ème} pompe placée en réserve, sa troue au-dessus de la bache d'arrive d'eau.
- c) **La salle réservée à l'installation électrique** : cette salle accolée à la salle des machines mais restera distincte .de celle- ci. En ce qui concerne notre projet, il existe une station de pompage **SP1**.

V.13 Classification des pompes :

Les popes sont des appareils hydrauliques qui servent à transformer l'énergie électrique en énergie électrique en énergie mécanique d'un fluide a' l'aide d'un mouvement de rotation continue.

Il existe plusieurs types des pompes :

- Les pompes centrifuges.

- Les volumétriques.
- Les pompes à piston.

V.14 Paramètres hydrauliques des pompes :

Le fonctionnement d'une pompe se caractérise par les paramètres hydrauliques principaux :

- Le débit « **Q** ».
- La hauteur manométrique totale « **HMT** » créée par la pompe.
- La puissance « **p** ».
- Le rendement « **n** ».
- La hauteur d'aspiration « **Ha** ».

V.15 Choix de type de pompe :

Le choix de la pompe est conditionné par divers paramètres, les plus importants sont :

- Le débit : le débit que la pompe est appelée à refouler.
- La hauteur manométrique totale (H_{mt}) : C'est la hauteur à laquelle la pompe devra faire parvenir l'eau.
- Le rendement : il est préférable que la pompe fonctionne dans la zone de rendement maximal afin d'éviter les pertes d'énergie.

Dans le cas de notre projet. On choisira les pompes centrifuges en raison des avantages qu'elles présentent.

En effet les pompes centrifuges accouplées aux moteurs électriques ont les avantages qu'elles présentent.

En effet les pompes centrifuges accouplées aux moteurs électriques ont les avantages suivants :

- Légères.
- Peu coûteuses.
- Disponibles sur le marché national.
- Peu encombrantes.

- D'un très bon rendement.
- Hauteur manométrique totale.

Si on veut présenter le nécessaire au refoulement en fonction du débit on aura :

$$H_{mt} = H_g + D_{Ht}$$

On les pertes de charges sont en fonction de la vitesse au carré, donc du débit au carré

$$\text{Alors : } H_{mt} = H_g + a (Q)^2$$

Chapitre VI

Etude d'hydrodynamique

VI.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 VI.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 VI.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 VI.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 VI.4).

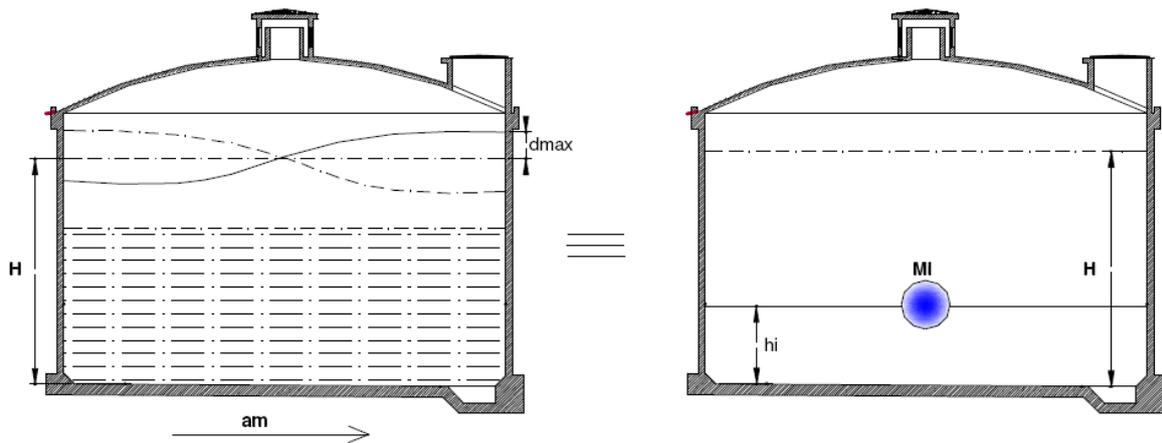


Figure VI.1: Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion.

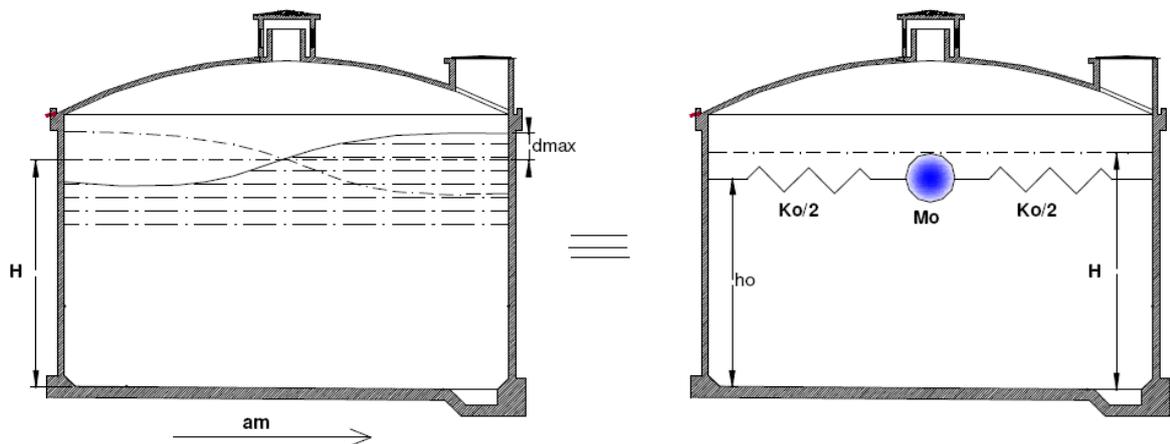


Figure VI.2 : Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillations sur les parois.

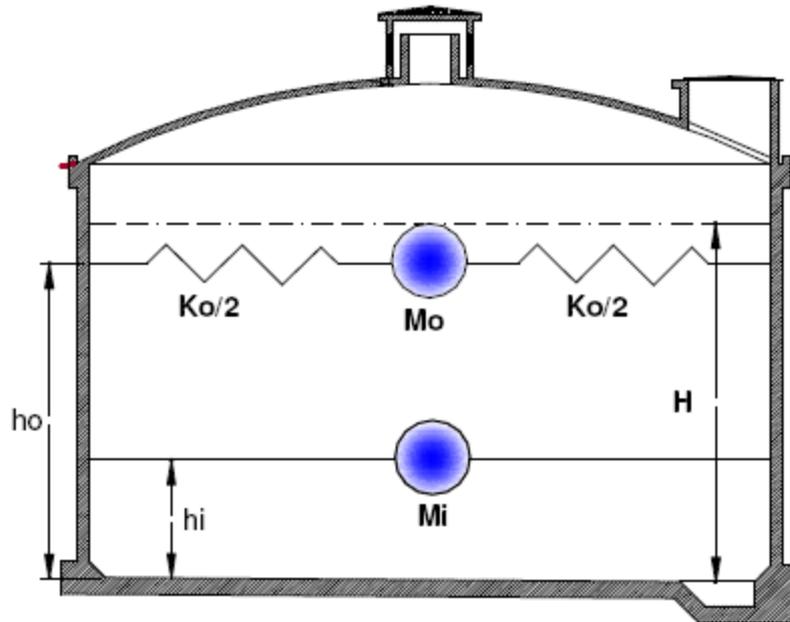


Figure VI.3: Modèle à une masse passive M_i (impulsion) et une masse active M_o (oscillation).

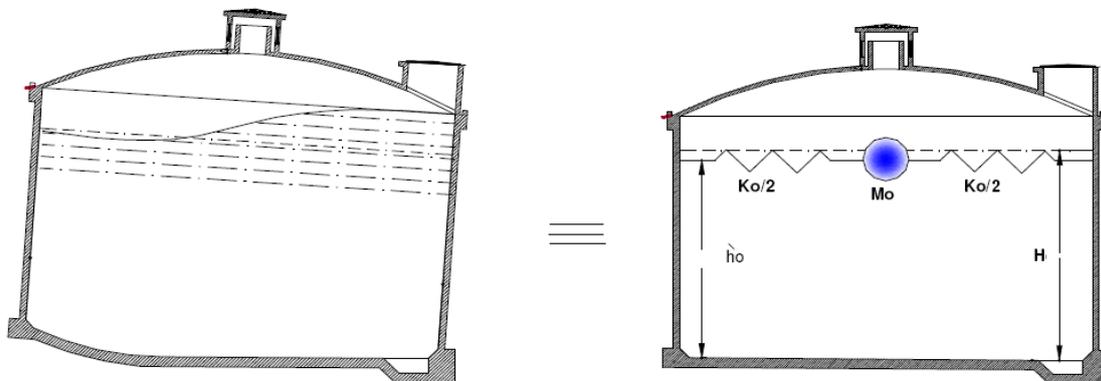


Figure VI.4: Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillation actions sur les parois et sur la basse.

VI.2 Choix de la méthode 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 :

$$h/r < 1.5$$

h: hauteur du liquide

r: rayon du réservoir

$$A.N: 5/8 = 0.625 < 1.5$$

D'où la méthode de HOUZNER est applicable.

VI.3 Présentation de la méthode 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.

VI.4 Hypothèse 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.

VI.5 Organigramme de calcul :

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

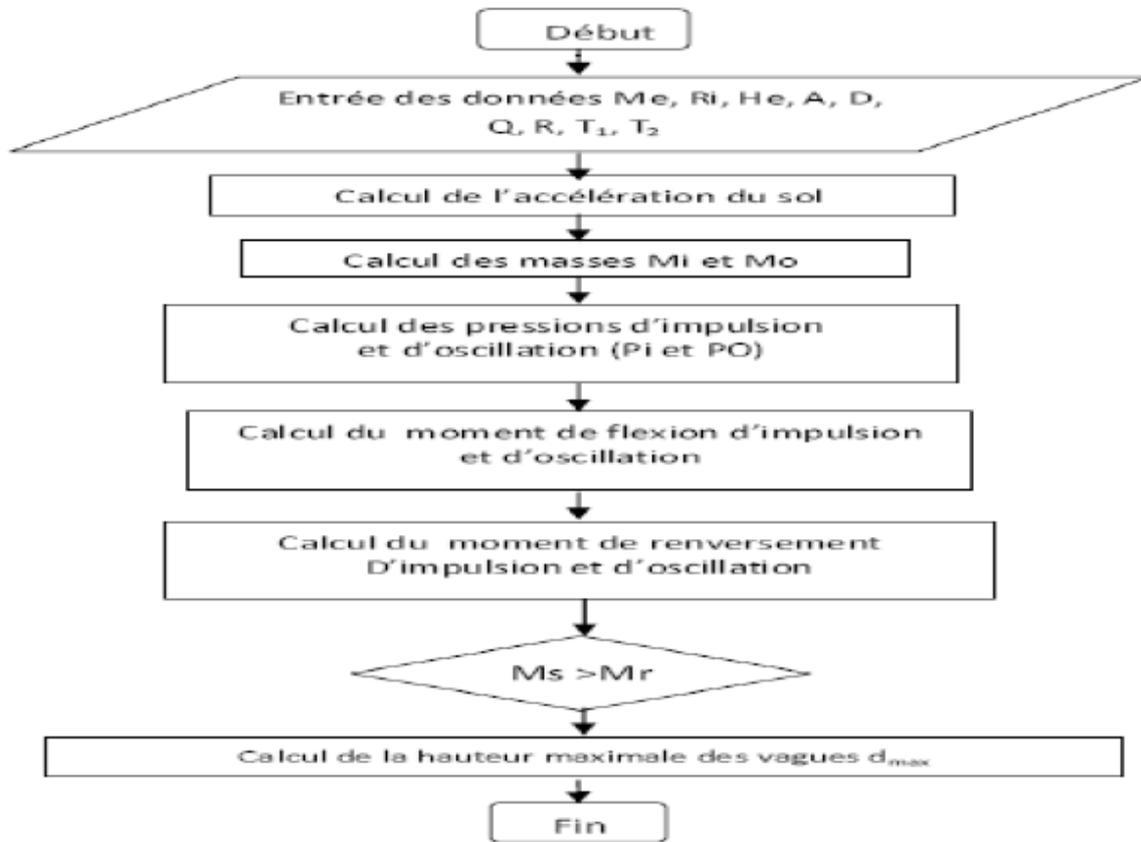


Figure VI.5: Organigramme de l'étude hydrodynamique approchée par la méthode de Housser

VI.6 Méthode de calcul :

VI.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 :

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

➤ 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

$$M_e = V \cdot \gamma = 1004.80 \cdot 10 = 10048.0 \text{ KN}$$

Et on a la masse du réservoir vide est $M_r = 3794.24$ KN (voir chapitre descente de charge).

➤ **Calcul de la masse total du réservoir plein M_t :**

$$M_t = M_r + M_e = 3794.24 + 10048.0 = 13842.24 \text{ KN.}$$

D'où:

$$M_i = 10048.0 * \left(\frac{\sqrt{\frac{3 \times 8}{5}}}{\sqrt{\frac{3 \times 8}{5}}} \right) + 3794.24 = 8030.40 \text{ KN.}$$

➤ **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 : 1B ; Zone sismique : IIa

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 (Pendule inverse)

→ $R=2$ (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 soumis à un séisme.

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

• **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 : $Q=1+\sum_1^6 Pq$

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

Tableau VI.1: Valeurs de pénalité pq .

Critère « q »	pq
Conditions 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

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

➤ **W Poids total de la structure**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec: } W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids due aux charges permanentes du réservoir.
- W_{Qi} : charge d'exploitation d'eau.
- $W_i = 3792.35 + 10048 = 13840.35$ KN.

Donc l'effort sismique défini comme suit :

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

$$V = \frac{0.2 * 1 * 1.2}{2} * 13840.35 = 1660.84 \text{ KN.}$$

VI.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 (P0) sera donnée par la formule suivante :

$$P_0 = 1.2 M_0 g \phi_0$$

Calcul de la masse oscillante M₀ :

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

$$M_0 = 10048.00 * 0.318 * \frac{8}{5} \text{th} \left(1.84 * \frac{5}{8} \right)$$

$$\rightarrow M_0 = 5879.28 \text{KN.}$$

Calcul de la pulsation fondamentale de vibration du liquide ω :

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

$$\rightarrow \omega^2 = 1.84 \frac{9.81}{5} \text{th} \left(1.84 \frac{5}{8} \right) = 1.15$$

$$\rightarrow \omega = 1.07 \text{ rad/s.}$$

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

$$\phi_0 = 0.83 \text{ Sa/g}$$

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

Sv: 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 :**

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

$$\rightarrow T = 2 * 3.14 / 1.07 \rightarrow T = 5.86 \text{ s}$$

➤ **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).

{ $T = 5.86 \text{ s}$ $\xi = 5\%$ D'après le spectre de réponse d'EL CENTRO

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

$$S_a = \omega_0 S_v = 1.07 * 0.8 = 0.856 \text{ rad .m/s}^2$$

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

$$\phi_0 = 0.83 \text{ Sa/g} = 0.83 * 0.856 / 9.81 = 0.072 \text{ rad}$$

$$\phi_0 = 0.072 \text{ rad}$$

$$\text{D'où: } P_0 = 1.2 * 5879.28 * 9.81 * 0.072$$

$$\rightarrow P_0 = 498.31 \text{ KN.}$$

VI.6.3 Calcul des moments de flexion :

➤ Action d'impulsion :

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

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

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

$$h_i = 3/8 h$$

$$\rightarrow h_i = (3/8) \cdot 5 \rightarrow h_i = 1.87 \text{ m.}$$

$$\text{D'où : } M_{fi} = 538.03 \cdot 1.87 \rightarrow M_{fi} = 1006.11 \text{ KN.m.}$$

➤ Action d'oscillations :

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

$$M_{f0} = P_0 \cdot h_0 \text{ Avec :}$$

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

$$h_0 = h \left[1 - \frac{1}{1.84 \frac{h}{Ri} \cdot th \left(1.84 \frac{h}{Ri} \right)} + \frac{1}{1.84 \frac{h}{Ri} \cdot Sh \left(1.84 \frac{h}{Ri} \right)} \right]$$

$$h_0 = 5 \left[1 - \frac{1}{1.84 \frac{5}{8} \cdot th \left(1.84 \frac{5}{8} \right)} + \frac{1}{1.84 \frac{5}{8} \cdot Sh \left(1.84 \frac{5}{8} \right)} \right] \rightarrow h_0 = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{D'ou: } M_{f0} = 498.31 \cdot 2.5 \rightarrow M_{f0} = 1245.77 \text{ KN.m}$$

VI.6.4 Calcul des moments de renversement :

➤ Action d'impulsion :

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

$$M_{ri} = P_i \cdot h_i' \text{ Avec :}$$

h_i' : Le niveau d'application des pressions d'impulsion, incluant l'effet de la pression sur la Base s'éc

$$h_i' = \frac{h}{8} \left[4 \frac{\sqrt{3 \frac{Ri}{h}}}{th \sqrt{3 \frac{Ri}{h}}} - 1 \right]$$

$$h_i' = \frac{5}{8} \left[4 \frac{\sqrt{3 \frac{8}{5}}}{th \sqrt{3 \frac{8}{5}}} - 1 \right] \rightarrow h_i' = 8.33$$

D'où: $M_{ri} = 538.03 * 8.33 \rightarrow M_{ri} = 4481.78 \text{ KN.m}$

➤ **Action d'oscillations :**

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

$M_{r0} = P_0 \cdot h_0'$ Avec :

h_0' : Le niveau d'application des pressions d'oscillation incluant l'effet de la pression sur la Base est tel que :

$$h_0' = h \left[1 - \frac{\text{Ch} \left(\frac{1.84h}{Ri} \right) - 2}{1.84 \frac{h}{Ri} \text{Sh} \left(\frac{1.84h}{Ri} \right)} \right]$$

$$h_0' = 5 \left[1 - \frac{\text{Ch} \left(\frac{1.84 * 5}{8} \right) - 2}{1.84 \frac{5}{8} \text{Sh} \left(\frac{1.84 * 5}{8} \right)} \right] \rightarrow h_0' = 6.25 \text{ m}$$

D'où: $M_{r0} = 498.31 * 6.25 \rightarrow M_{r0} = 3114.43 \text{ KN.m}$

VI.7 Vérification à faire :

VI.7.1 Etat limite ultime de stabilité :

Sous l'effet de l'action sismique à l'ELU, la stabilité d'ensemble de réservoir vis à vis l'effondrement doit être satisfaisante. La stabilité d'ensemble se rapportant à 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 :**

➤ **Le moment stabilisateur :**

$$M_{renv} = M_{ri} + M_{r0} = 4481.78 + 3114.43 = 7596.21 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{stab} = 7596.21 * 8 = 60769.68 \text{ KN.m.}$$

$$\rightarrow K = \frac{60769.68}{7596.21} = 8 > 1.5 \rightarrow \text{Pas de risque de renversement.}$$

VI.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 :

$$d_{\max} = \frac{0.408r}{\left(\frac{g}{\omega^2 \phi_{0r}} - 1\right) \operatorname{th}\left(1.84 \frac{h}{r}\right)}$$

$$d_{\max} = \frac{0.408 \cdot 8}{\left(\frac{9.81}{1.07^2 \cdot 0.072 \cdot 8} - 1\right) \operatorname{th}\left(1.84 \frac{5}{8}\right)}$$

$$d_{\max} = 0.204 \text{ m}$$

$$h = d_{\max} + 5 \text{ m} = 5.204 \text{ m} < 5.5 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

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.

VI.7.3 Vérification au cisaillement :

Effort tranchant résultant :

$$V = P_i + P_0$$

$$\rightarrow V = 538.03 + 498.31 = 1036.34 \text{ KN.}$$

A : aire d'appui du radier.

$$A = \pi (8.2^2 - 8^2) \rightarrow A = 10.17 \text{ m}^2.$$

$$\tau = V/A = (1036.34 \cdot 10^{-3}) / 10.17 = 0.101 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.1 f_c 28, 3 \text{ Mpa}\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

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

VI.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 (Cuve) et risquent d'être endommager par le mouvement de l'eau.

Chapitre VII

Modélisation

VII.1 Modélisation et interprétation des résultats :

VII.1.1 Modélisation :

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

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

Nous avons utilisé le logiciel « Robot structural Analysis » pour modéliser le silo par éléments finis. Ce logiciel offre plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calcul de la structure, dimensionnement).

Après le lancement du « Robot », nous avons choisi la structure de type « Coque ».



Figure VII.1 : Choix du type de structure sur Robot.

VII.1.2 Les étapes de la modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes

Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;

Choix de l'unité du travail : KN et m ;

Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot structurale analyse

La ceinture supérieure est modalisée par des éléments barre et les autres éléments de l'ouvrage sont modélisés par panneau.

Introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre precedent) ;

-Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau.

VII.2 . Introduction du poids propre :

Le poids propre de la structure entière a été introduit automatiquement en utilisant la commande « définir charge – poids et masses ».

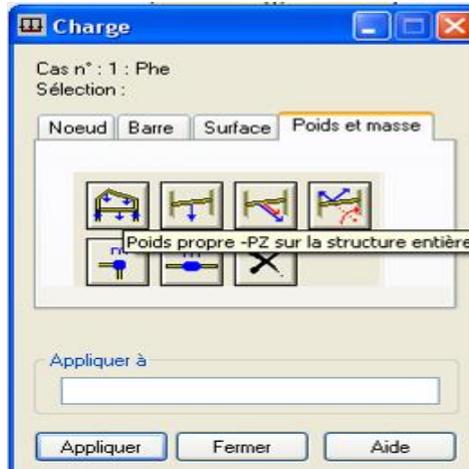
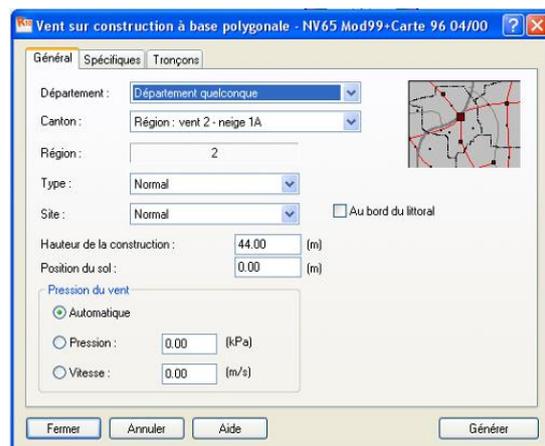
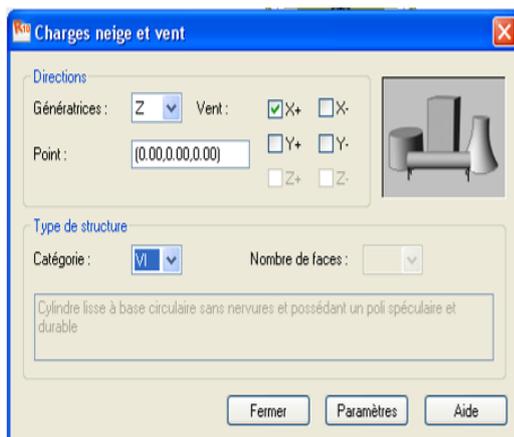


Figure VII.2 : Introduction du poids propre du réservoir complet

VII.3 Introduction de la charge du vent :

Le vent a été introduit en utilisant l'opérateur du logiciel « Robot ». Dans un premier temps on a choisi le type de structure, dans notre cas il s'agit d'un cylindre lisse à base circulaire de catégorie VI.



VII.4 Introduction de la charge d'eau :



- **Détermination des charges et combinaisons :**

Plusieurs types de charges sont à considérer :

Tableau VII.1 : combinaison des charges.

Combinaison	Nom	Type d'analyse	Nature de la	Nature du cas	Définition
9 (C)	ELU1	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+2)*1.35
10 (C)	ELU2	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+2)*1.35+3*1.50
11 (C)	EUL3	Combinaison lin	ELU	permanente	(1+2)*1.35+5*1.50
12 (C)	ELS1	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2+3)*1.00
13 (C)	ELS2	Combinaison lin	ELS	permanente	(1+2)*1.00
14 (C)	0.8G+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*0.80+7*1.00
15 (C)	0.8G-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*0.80+7*-1.00
16 (C)	0.8G+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*0.80+8*1.00
17 (C)	G+PH+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.00
18 (C)	G+PH-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+8)*1.00
19 (C)	G+PH-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*1.00+8*-1.00
20 (C)	G+PH+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+8)*1.00
21 (C)	0.8G-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2)*0.80+8*-1.00
22 (C)	G+Q+EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+3+7)*1.00
23 (C)	G+Q+EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+3+8)*1.00
24 (C)	G+Q-EX	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+3)*1.00+7*-1.00
25 (C)	G+Q-EY	Combinaison lin	ACC	sismique	(1+2+3)*1.00+8*-1.00

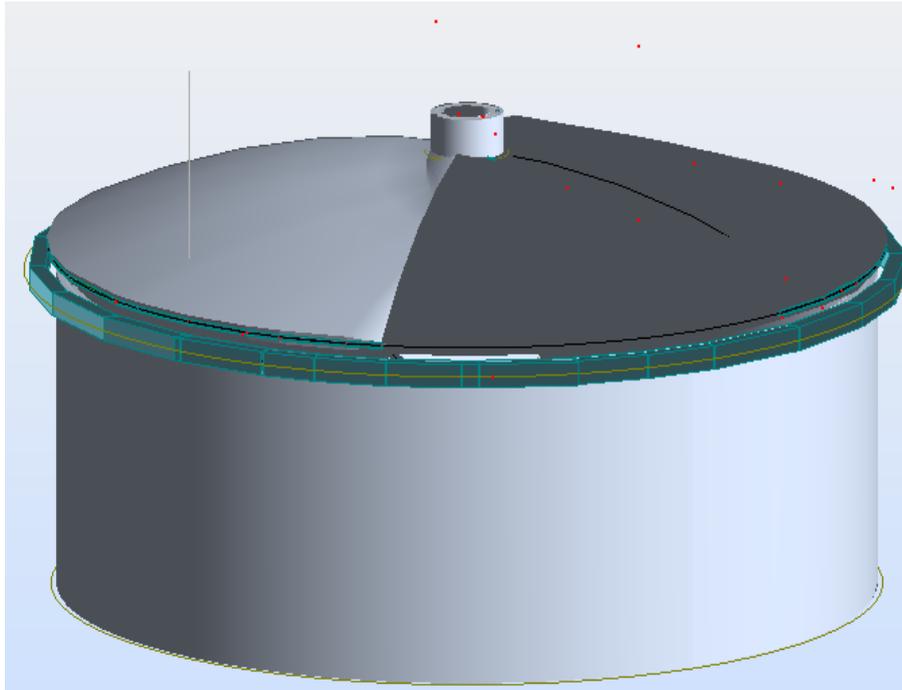


Figure VII.1 : Modélisation du château d'eau par Robot

VII.5 Interprétations et exploitation des résultats :

VII.5.1 Coupole supérieure :

- **Caractéristique géométrique :**

- Diamètre : 16 m.
- Flèche : 1.60 m.
- Rayon de courbure : 8.00 m.

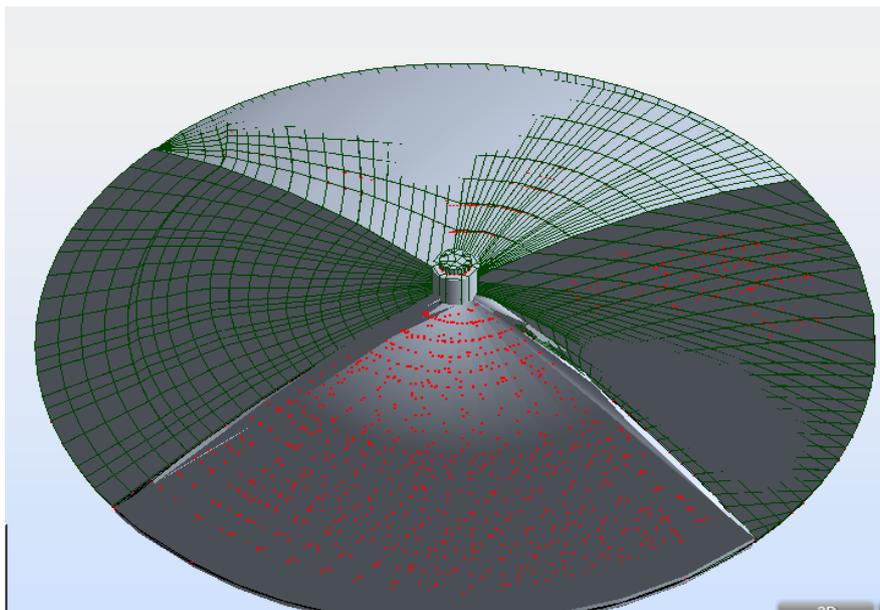


Figure VII.4 : Modélisation de la coupole

ELU :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2512.81	728.08	1139.01	1212.86	1122.00	331.42
Barre	73	84	77	81	73	54
Noeud	47	60	52	57	48	19
Cas	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)
Mode						
MIN	-3964.27	-542.56	-721.91	-1209.03	-2518.04	-833.20
Barre	59	73	69	57	86	78
Noeud	26	47	43	22	62	54
Cas	11 (C)	11 (C)	1	11 (C)	11 (C)	11 (C)
Mode						

ELS :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	647.63	181.14	388.37	334.55	295.85	93.78
Barre	73	84	69	81	73	60
Noeud	47	60	43	57	48	30
Cas	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)
MIN	-1251.65	-150.66	-148.47	-325.30	-680.43	-232.93
Barre	59	73	76	57	86	78
Noeud	26	47	50	22	62	54
Cas	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)	10 (C)

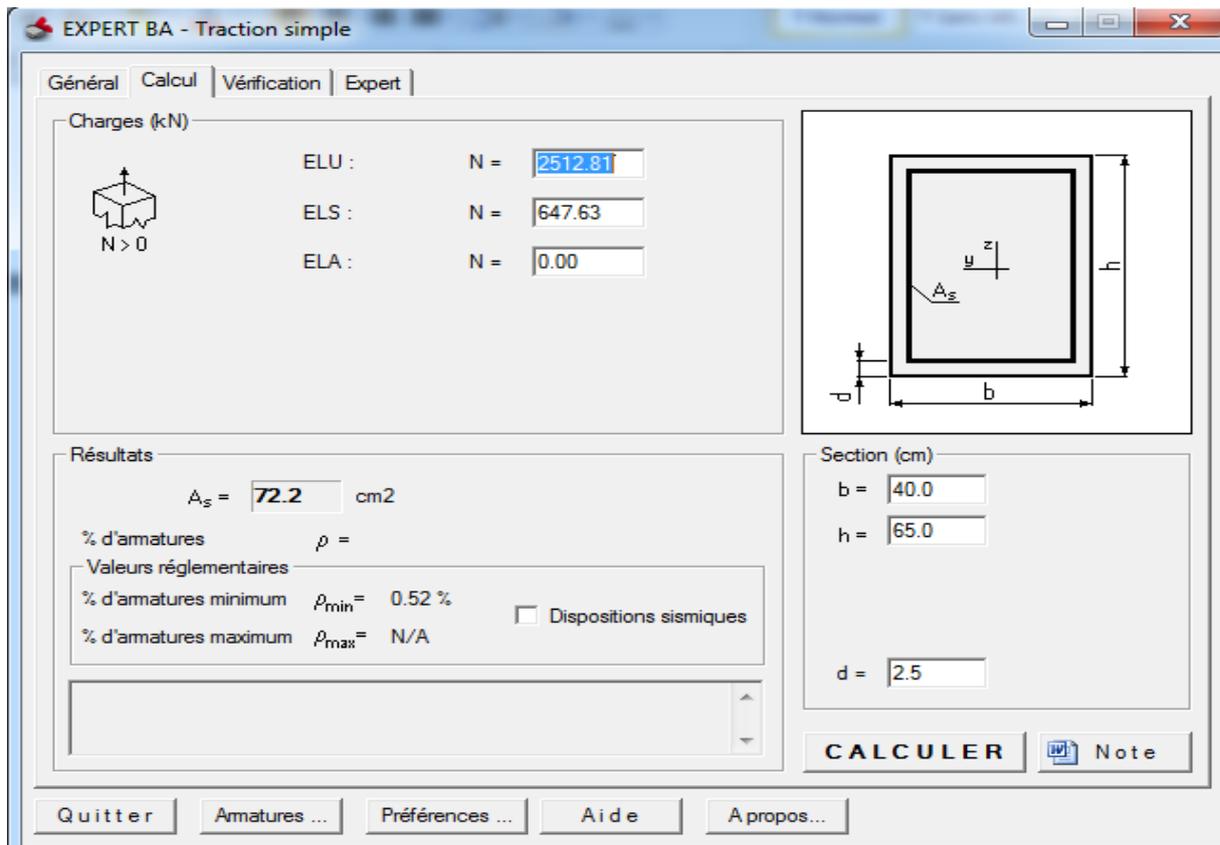
Vent action de base :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2512.81	728.08	1139.01	1212.86	1122.00	331.42
Barre	73	84	77	81	73	54
Noeud	47	60	52	57	48	19
Cas	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)
MIN	-3964.27	-542.56	-542.88	-1209.03	-2518.04	-833.20
Barre	59	73	76	57	86	78
Noeud	26	47	50	22	62	54
Cas	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)	11 (C)

G+Q-EX

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Barre	53	53	53	53	53	53
Noeud	16	16	16	16	16	16
Cas	15	15	15	15	15	15
MIN	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Barre	53	53	53	53	53	53
Noeud	16	16	16	16	16	16
Cas	15	15	15	15	15	15

Ferrailage poutre ceinture : section 40x65cm²



Choix des barres :

- Nous allons adapter 12HA25= 58.90cm²

Résultats des panneaux :

Cas : ELU

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	MXY [kNm/m]
MAX	2942.04	10605.74	9269.25
Panneau	93	93	93
Noeud	3913	3876	3983
Cas	11 (C)	11 (C)	11 (C)
MIN	-4364.88	-7841.09	-934.97
Panneau	52	93	93
Noeud	16	3981	3982
Cas	11 (C)	11 (C)	11 (C)

Cas : G+Q

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	MXY [kNm/m]
MAX	867.80	2753.40	2757.06
Panneau	93	93	93
Noeud	3982	3876	3983
Cas	10 (C)	10 (C)	10 (C)
MIN	-1148.90	-2622.43	-318.32
Panneau	52	93	93
Noeud	16	3981	3982
Cas	10 (C)	10 (C)	10 (C)

CAS : G+Q+EX

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	MXY [kNm/m]
MAX	0.0	0.0	0.0
Panneau	21	21	21
Noeud	41	41	41
Cas	13	13	13
MIN	0.0	0.0	0.0
Panneau	21	21	21
Noeud	41	41	41
Cas	13	13	13

CAS : Vent action de base

	MXX [kNm/m]	MYY [kNm/m]	MXY [kNm/m]
MAX	0.01	0.05	0.01
Panneau	93	92	93
Noeud	3984	3591	3983
Cas	6	6	6
MIN	-0.58	-0.18	-0.01
Panneau	92	93	93
Noeud	2962	3983	3982
Cas	6	6	6

Nous remarquons que l'effet de séisme et l'effet du vent presque négligeable.

Donc on peut faire le ferrailage de la coupole, lanterneau et la dalette circulaire de la même manière que l'état statique.

VII.5.2 Cuve circulaire :

- **Caractéristique géométrique :**

- Epaisseur de la cuve : $E_p = 30\text{cm}$
- Hauteur de la cuve : 5.4 m
- Diamètre intérieure : 16 m
- Diamètre extérieure : 16.60 m

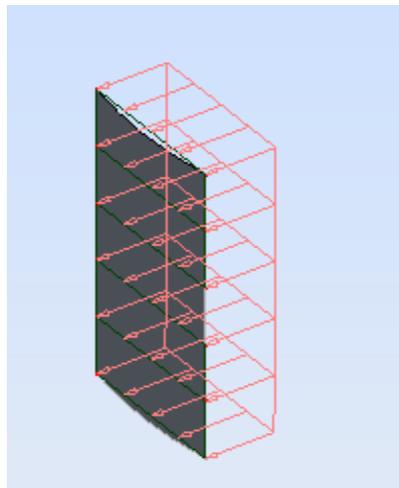


Figure VII.5 : Distribution de la pression d'eau

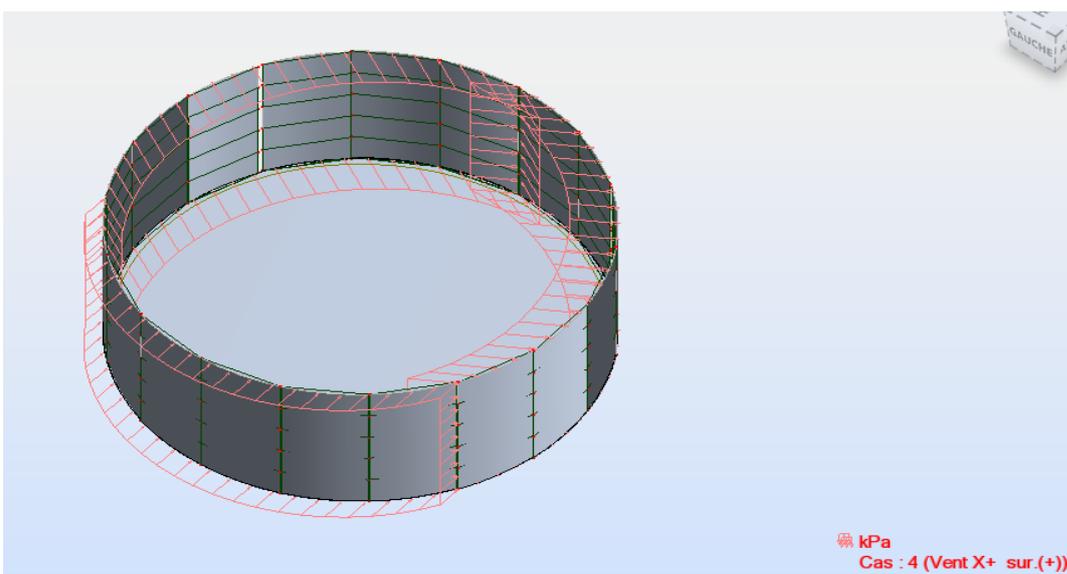


Figure VII.6 : Distribution de la pression du vent

EFFPRT NORMALE : CAS G+PH-EX

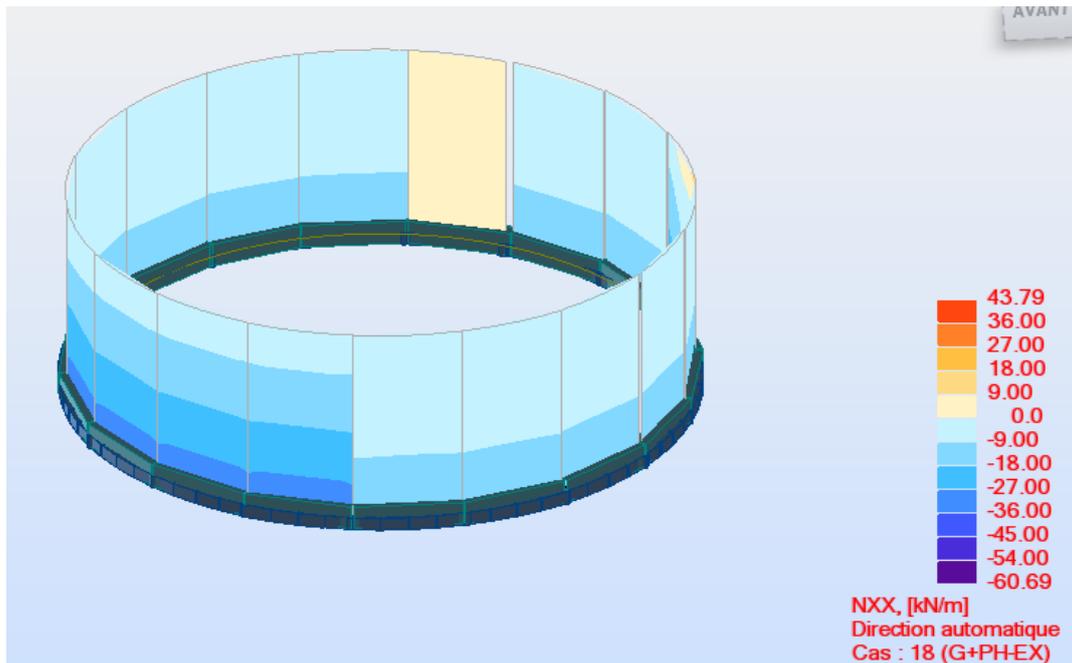


Figure VII.7 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe
xx

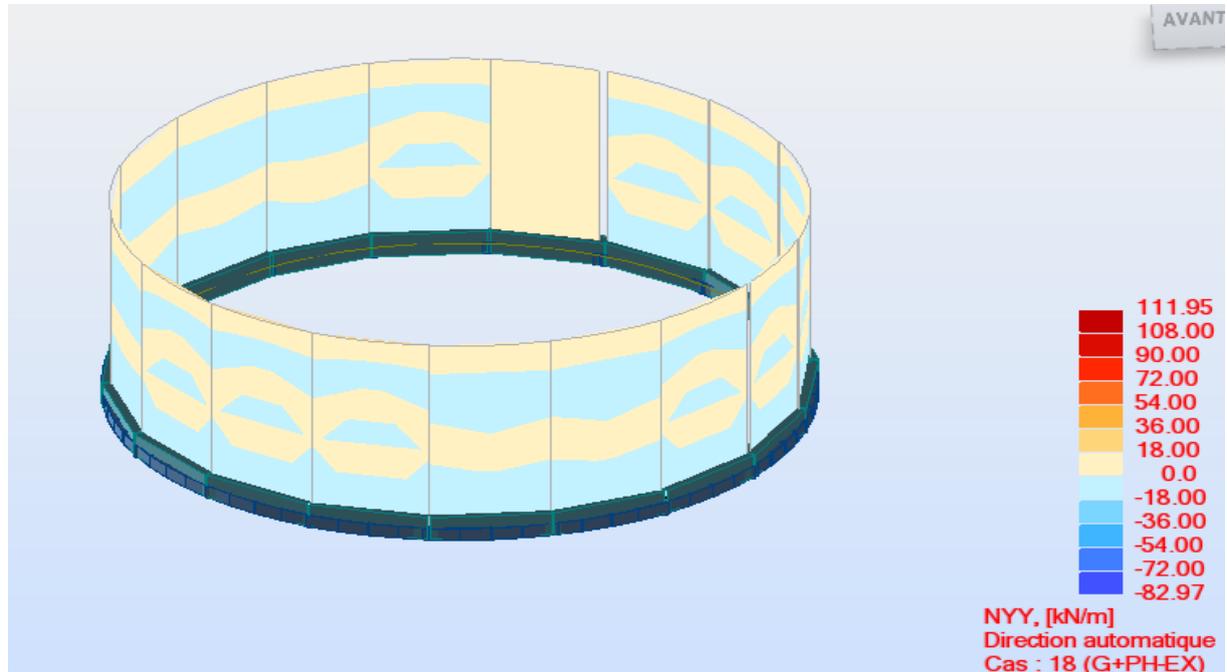


Figure VII.8 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants
l'axeYY

Moment fléchissant : CAS G+PH-EX

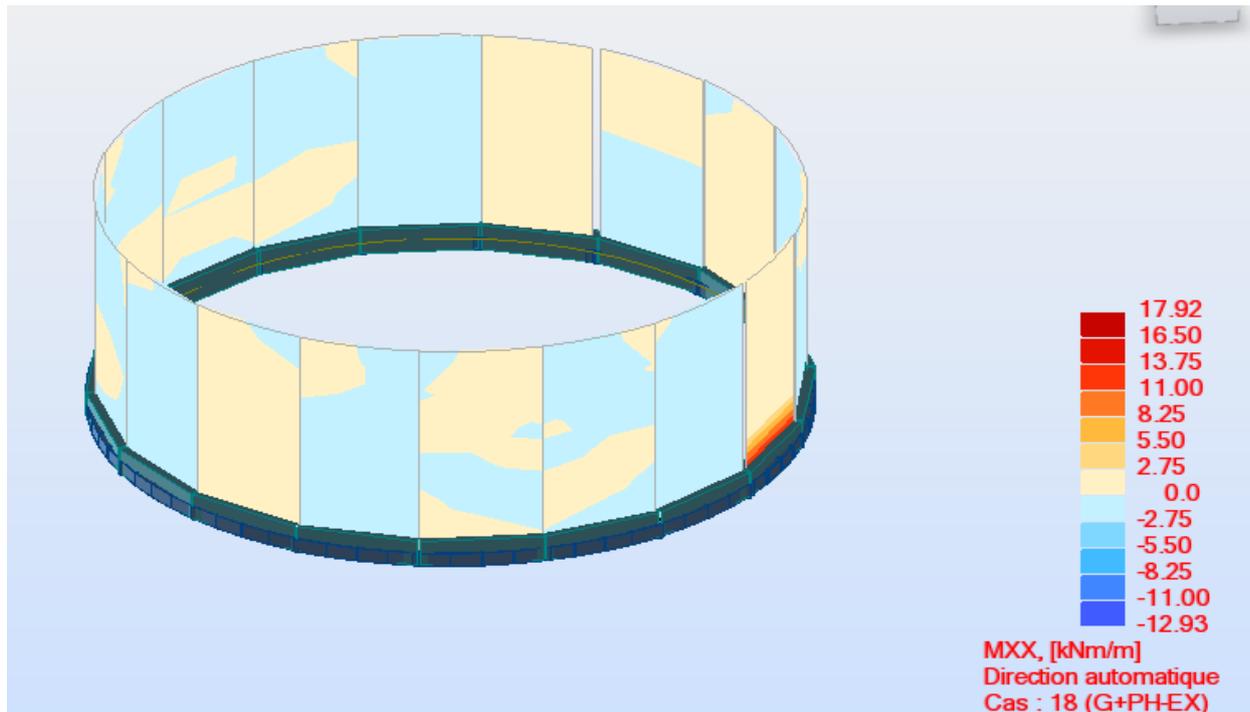


Figure VII.9 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivant l'axe xx

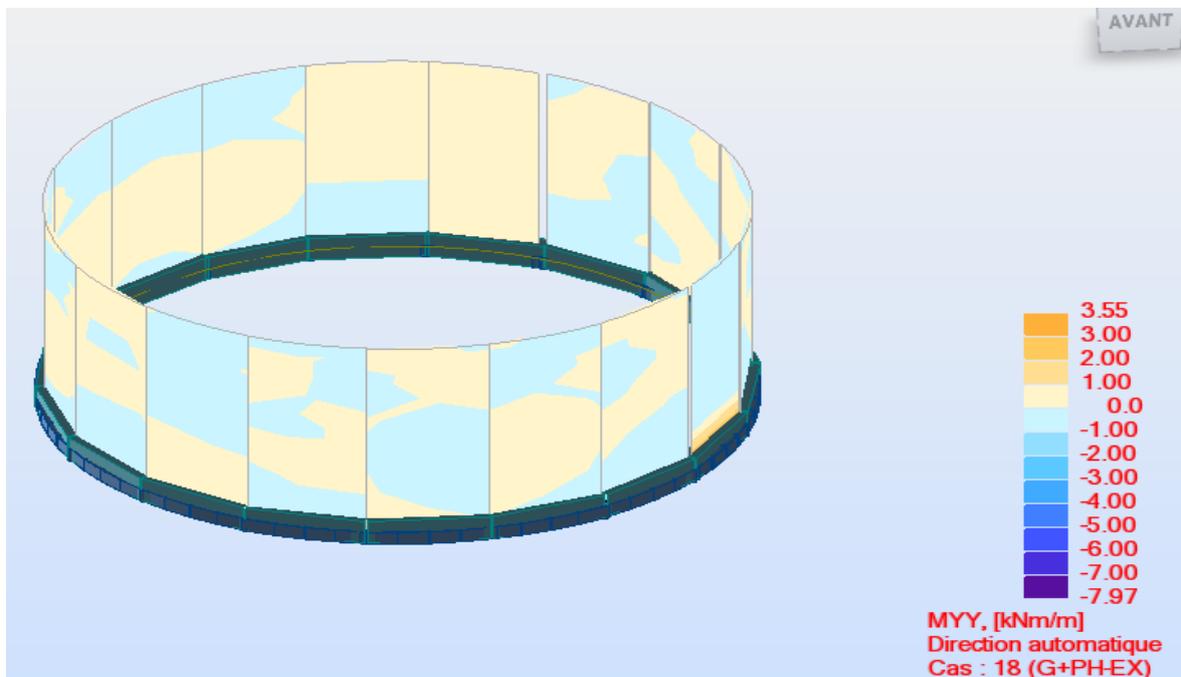


Figure VII.10 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir l'axe YY

EFFPRT NORMALE : CAS 1.35G+1.5PH

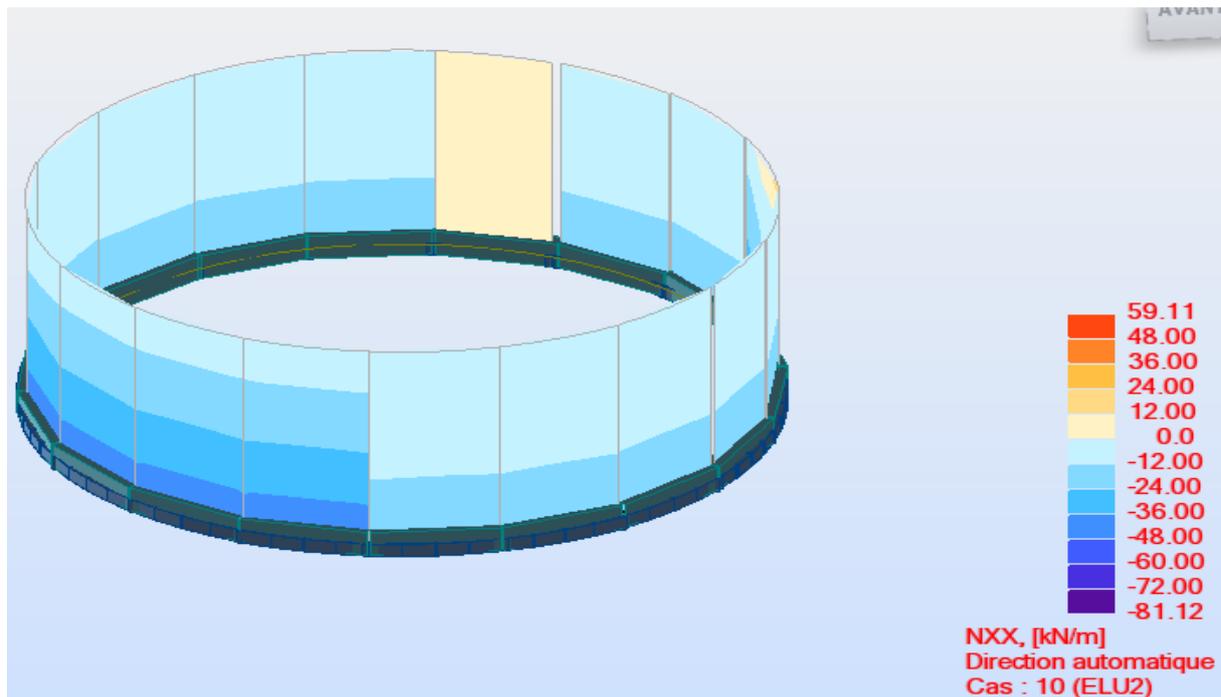


Figure VII.11 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe
XX

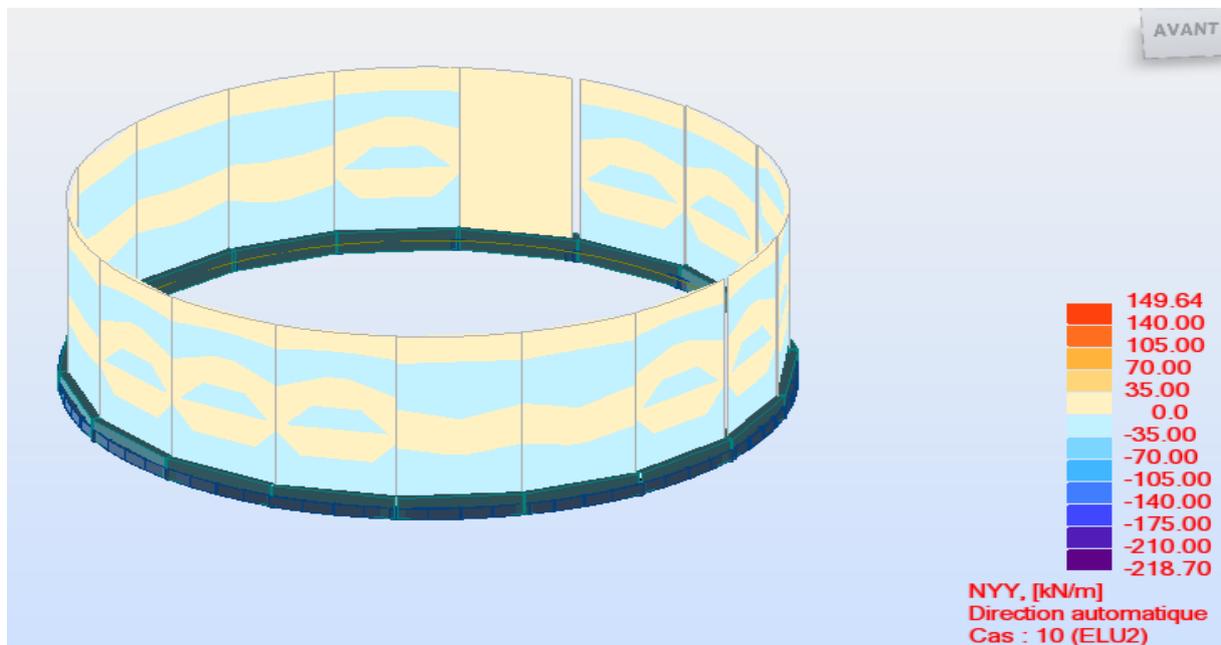


Figure VII.12 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe
XX

MOMENT FLECHISSANT : CAS 1.35G+1.5PH

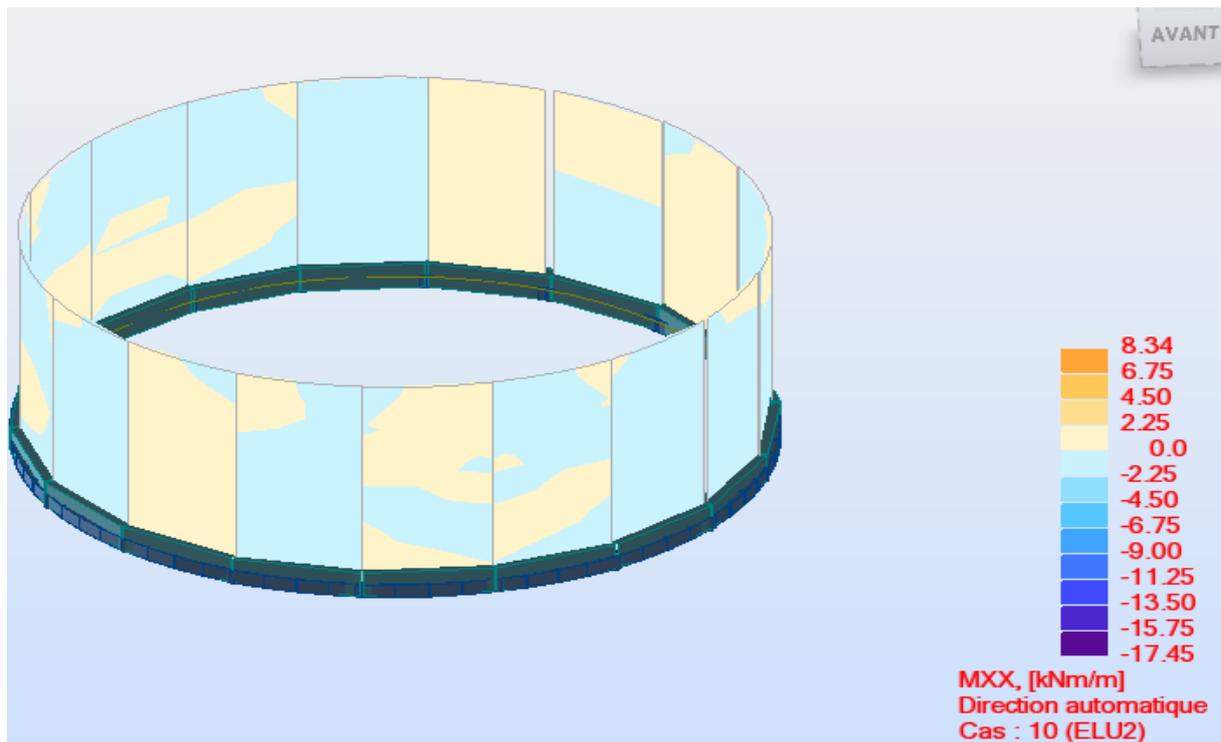


Figure VII.13 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivants l'axe xx

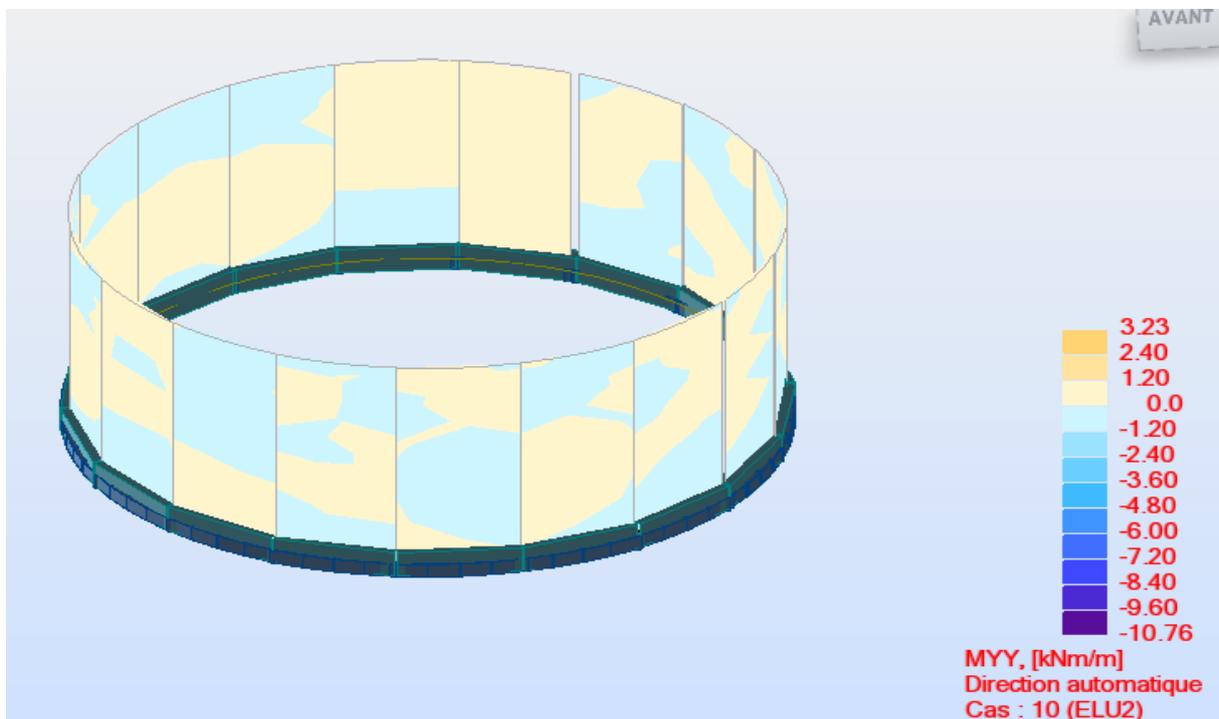


Figure VII.14 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivants l'axe yy

EFFORT NORMALE : CAS G+PH

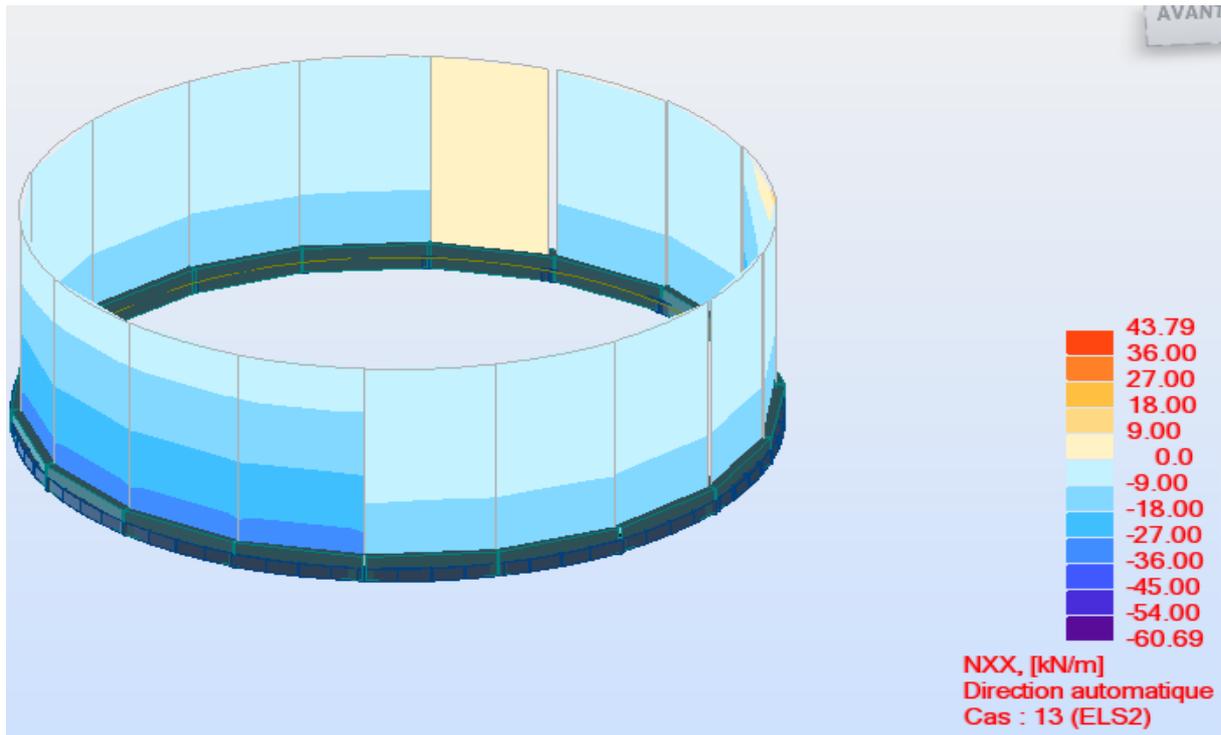


Figure VII.15 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe

xx

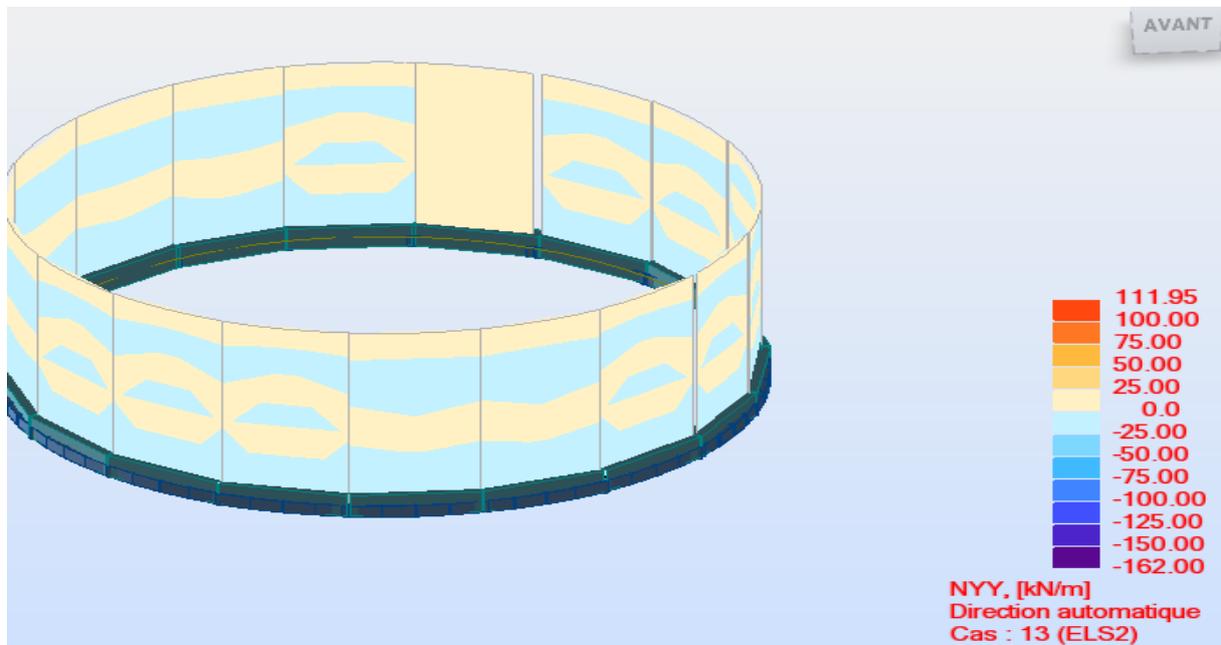


Figure VII.17 : Cartographie des efforts normaux dans les parois du réservoir suivants l'axe

yy

MOMENT FLECHISSANT : CAS G+PH

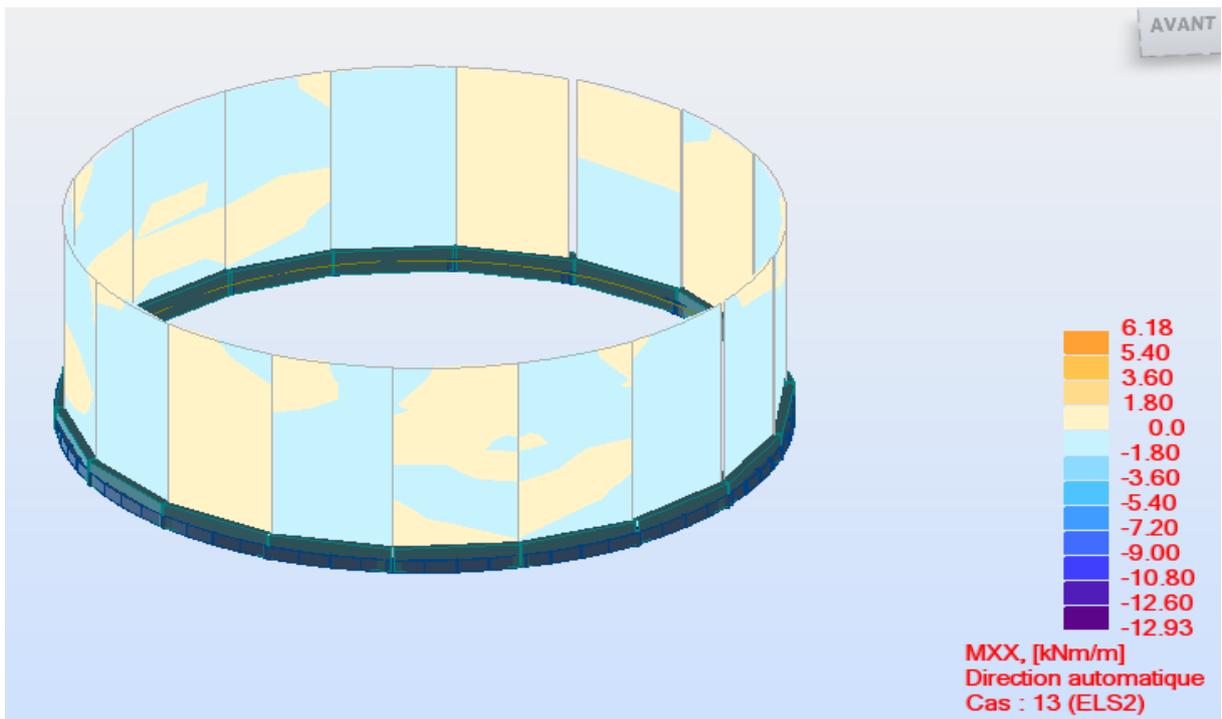


Figure VII.18 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivants l'axe xx

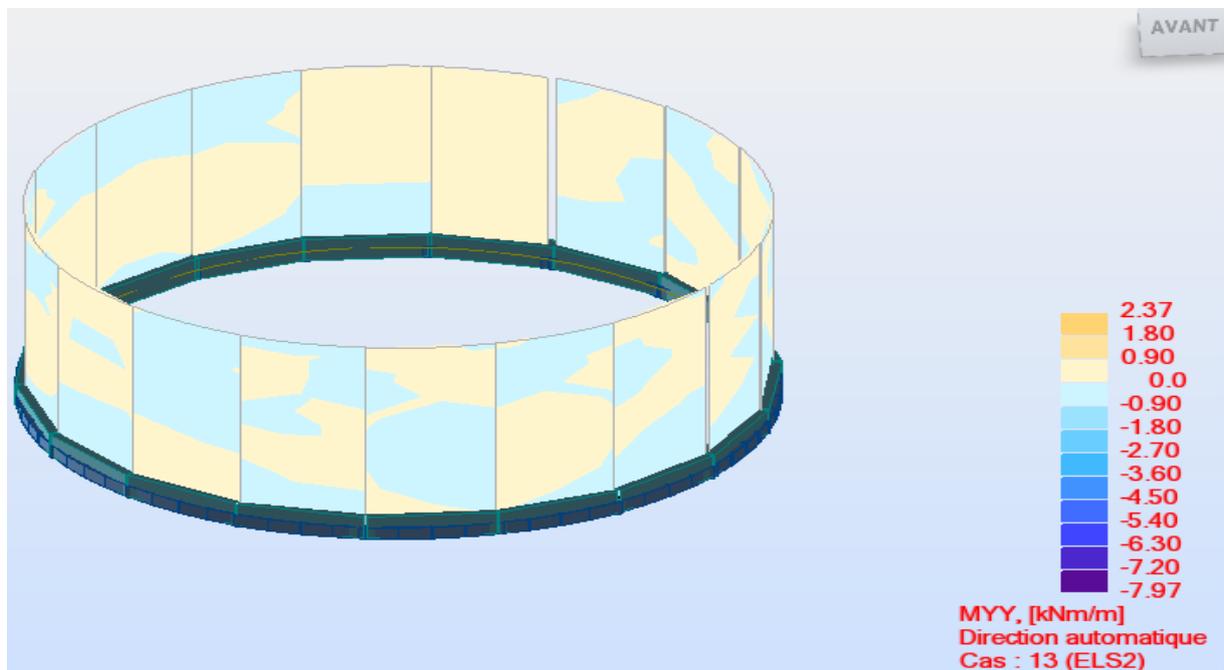


Figure VII.19 : Cartographie des Moment fléchissant dans les parois du réservoir suivants l'axe YY

Les valeurs maximales des efforts N_{xx} , M_{xx} , N_{yy} , M_{yy} d'un réservoir plein d'eau sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Valeurs maximales de N_{xx} , M_{xx} , N_{yy} , M_{yy} pour les différentes combinaisons.

Combinaisons		N_{xx}	M_{xx}	N_{yy}	M_{yy}
ELU	1.35G+1.5PH	59.11	149.64	8.34	3.23
ELS	G+PH	43.79	6.18	111.95	2.37
ACC	G+PH-EX	43.79	17.92	111.95	3.55
Vent surp (+)	1.35G+1.5 W	122.67	22.70	111.95	11.81

VII.5.3 Calcul des armatures passives :

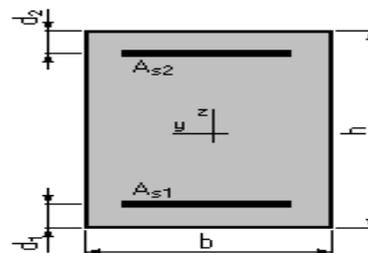
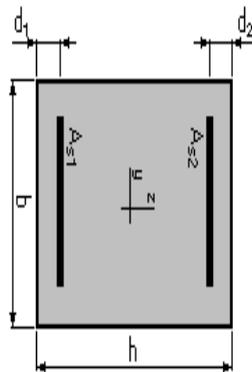
La paroi du réservoir travail en flexion composée selon la direction horizontale et verticale. Elle est soumise aux efforts normaux N_{xx} et N_{yy} et les moments fléchissant M_{xx} et M_{yy} . Nous allons calculer la quantité d'armature passive en utilisons les efforts maximaux obtenus grâce au logiciel « Robot » (Tableau ...).

Nous avons utilisé le logiciel « EXPERT » pour calculer les sections des armatures. Les résultats sont présentés dans ce qui suit.

a) Hypothèses

Béton : $f_{c28} = 25$ MPa Acier : $f_c = 500$ MPa

- Fissuration préjudiciable
- Prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99



	Efforts appliqués		Sections d'acier	
	N (kN)	M (kN.m)	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)
Horizontal	122.67	111.95	3.20	0.00
Vertical	61.84	6.18	0.00	0.00

Nous avons choisi : $A_{s1}=3.20\text{cm}^2$ $A_{s2}=0$ (Armature horizontale).

Le ferrailage assimilé comme l'état statique :

- horizontalement : ... HA10/ml
- verticalement : HA12/ml

Chapitre VIII

Etude géotechnique

VIII.1 Introduction :

Quel que soit l'importance d'une construction il est nécessaire d'avoir une bonne reconnaissance du terrain au voisinage de la construction ou bien au dessous de l'ouvrage avant de procéder au calcul de fondations, car le choix du type de fondations superficielles ou profondes et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

VIII.2 Etude de sol :

L'étude de sol nous permet de déterminer les caractéristiques géotechniques du sol. Il est nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage, il faut tenir compte des paramètres suivantes :

- Reconnaissance géotechnique du sol.
- Détermination de la contrainte admissible du sol.
- Choix du type de fondation.

La reconnaissance des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier. Elle doit ensuite, donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche, pour cela nous sommes obligés de faire :

- 1- Prélèvement d'échantillon en vue de leur identification géotechnique (teneur en eau, porosité, masse volumique....etc
- 2- Essais in situ, au laboratoire proprement dits.

-L'étude de sol réalisée par le laboratoire LNHC Commune BELKHIR –GUELMA- pour évaluer la contrainte normale admissible σ_{sol}^-

- L'étude œdométrique dont le but est d'évaluer le tassement et le gonflement, le module œdométrique....etc a été réalisé au niveau de LGCH-Université 08 MAI 1945.

VIII.3 Reconnaissance géotechnique du site :

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable de posséder des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain

de fondation, et ceci a une profondeur suffisante qui dépend des dimensions de l'ensemble du système de fondation projeté.

Dés que la fondation atteint une certaine importance, il est essentiel de procéder à des sondages de reconnaissance soigneusement exécutés par des spécialistes. Des prélèvements d'échantillons ou des essais au pénétromètre doivent obligatoirement faire partie du programme de reconnaissance.

VIII.3.1 Travaux de reconnaissance réalisée :

Les travaux de reconnaissance in-situ ont consisté en la réalisation de :

- Un (01) sondage carotté.
- Cinq (05) essais de pénétration.

VIII.3.2 Identification physique :

Tableau VIII.1 : Identification physique

Masse volumique γ_s (g/cm ³)	L'absorption(%)	Teneur en eau W(%)
2500	45.97	30

L'essai œdométrique a pour but de déterminer les caractéristiques de consolidation et de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement. Les résultats d'essai géotechnique de la première couche de la terre végétale (H=1m) sont résumés comme suite:

Tableau VIII.2 : Les résultats d'essai géotechnique de la première couche de la terre.

Module œdométrique E_{oed}	Indice de gonflement C_s	Indice de compression C_c	Tassement finale après 24 (mm)	Gonflement finale après 24 (mm)
1.83	0.16	0.16	0.97	0.90

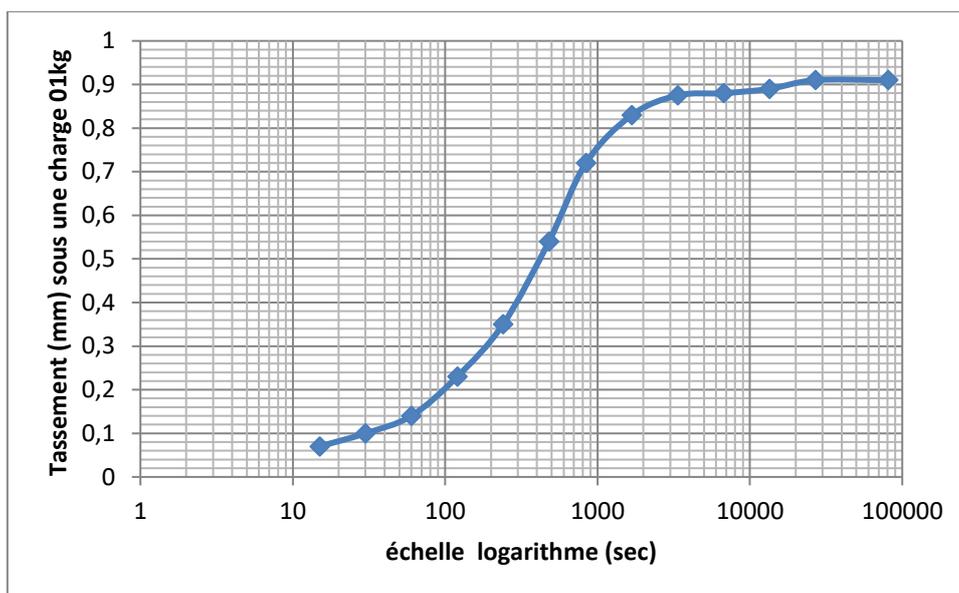


Figure VIII.1 : Courbe de tassement en fonction du temps

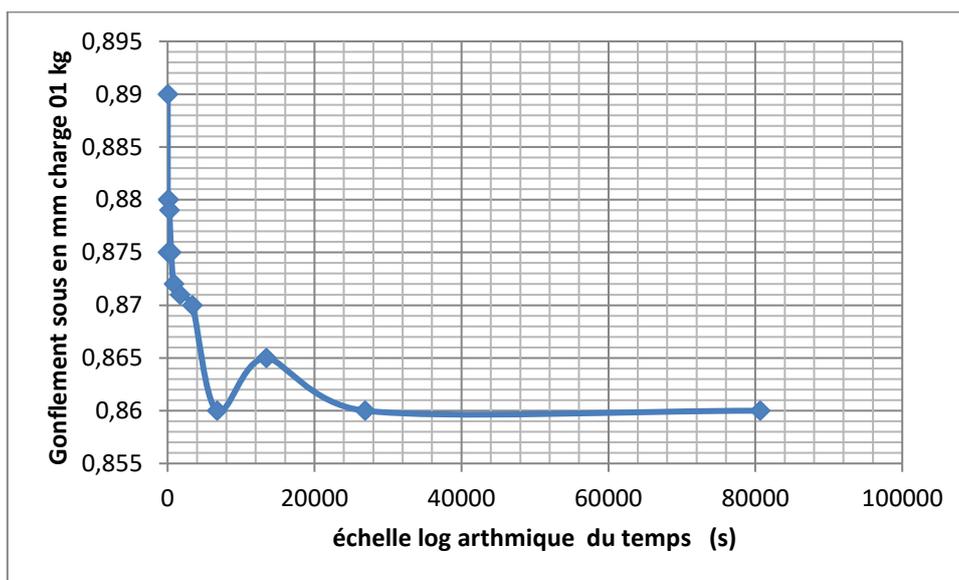


Figure VIII.2 : Courbe de gonflement en fonction du temps.

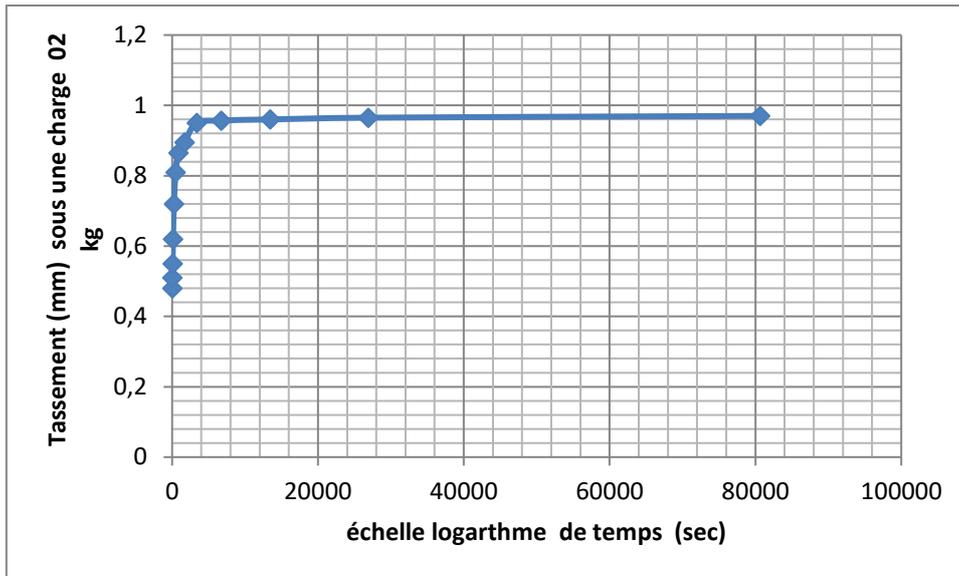


Figure VIII.3 : Courbe de tassement en fonction du temps.

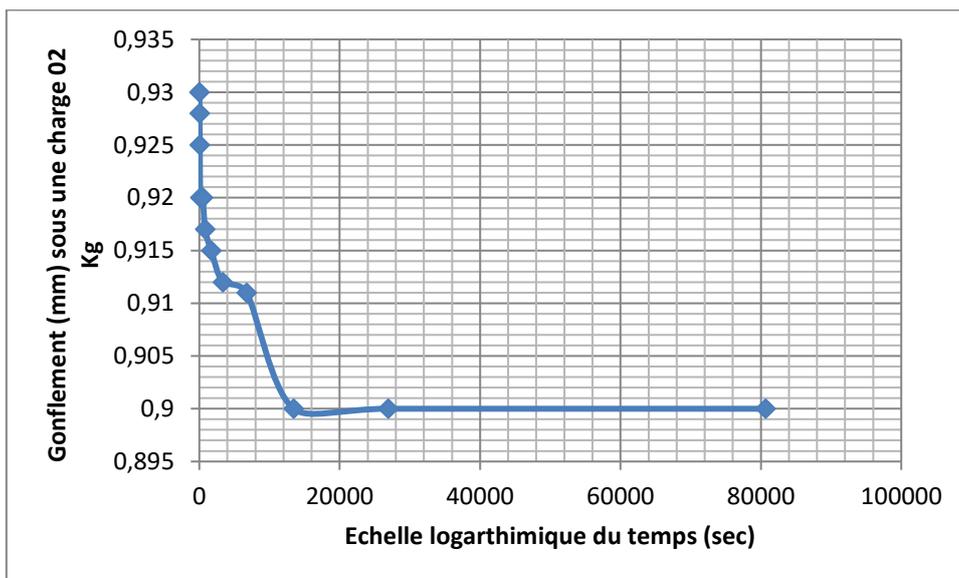


Figure VIII.4 : Courbe de gonflement en fonction du temps.

VIII.4 Conclusion :

Le sol du site destiné à supporter le réservoir d'eau capacité 1000m³ implanté de la commune Ain bel Beida –Bouchgouf-GUELMA- est d'une formation géologique gréseuse :

De : 0-1m : terre végétale

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

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

De : 8-9m : Marne compacte bigarré.

Contrainte admissible du sol : $\sigma_{\bar{a}} = 1.50$ bars

Les conditions de stabilité vérifiées

VIII.5 Proposition :

Suite à l'ensemble des résultats obtenus, l'ingénieur ou bien les calculs de prédimensionnement précédente, exige des fondations superficielles du type radié général circulaire qui sera ancré dans la formation gréseuse à la profondeur convenable et suffisante (H=0.50m) .

-Les taux de travail du sol sont estimés à 1,5 bars, cette contrainte est nécessaire pour la vérification le comportement de l'ouvrage spéciaux (réservoir) vis-à-vis

1- Tassement (poinçonnement)

2. Glissement.

3. Soulèvement.

4. Translation et rotation.

Chapitre IX

Etude de l'infrastructure

IX.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.

IX.2 Rapport de sol : [8]

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

0-1m : terre végétale

1-6m : Roche calcaire dur parfois friable

6-8 m : Marne jaune caillouteuse. (Cal arénite)

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.

IX.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.

IX.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 : $G + Q + E$; $0.8 G \pm E$

IX.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 différentiel.

IX.3.1 Condition de non poinçonnement : [4]

$$Hr \geq \frac{Qu}{0.045Ucfc28}$$

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

$G = 3.794 \text{ MN}$poids du réservoir vide.

$Q = 10.048 \text{ MN}$poids du volume total d'eau.

$$Qu = 1.35 * 3.794 + 1.5 * 10.048 \Rightarrow Qu = 20.19 \text{ MN.}$$

μc : Périmètre de la surface d'impact.

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

$$\mu c = 2 \pi Rm = 2 * 3.14 * 8 \Rightarrow \mu c = 50.24 \text{ m}$$

$$hr \geq \frac{20.19}{0.045 * 50.24 * 25} = 0.357 \text{ m.} \quad \text{On prend } hr = 40 \text{ cm.}$$

IX.3.2 Calcul du diamètre du radier :

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

$$Nu = Qu = 20.19 \text{ MN.}$$

Engendrant une contrainte :

$$\sigma = \frac{Nu}{A} = \frac{4Nu}{\pi D^2} \leq \sigma s \rightarrow D \geq \sqrt{\frac{4Nu}{\pi \sigma s}}$$

$$\Rightarrow D \geq \sqrt{\frac{4 * 20.19}{3.14 * 0.1}} = 16.03 \text{ m.}$$

IX.3.3 Condition de rigidité :

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

$$Dm = 16.4 \text{ m}$$

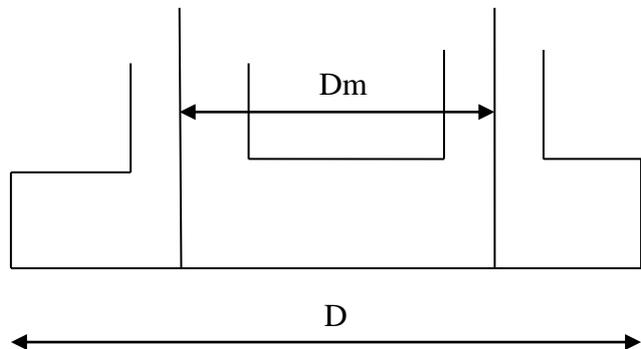


Figure IX.1: Coupe verticale de radier circulaire.

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

Soit l'enrobage = 5 cm.

On aura donc : $D \leq 16.4 \text{ m}$

On prendra : $D = 16.4 \text{ m}$

Avec un débord : $b = (D - D_{\text{ext}})/2 \Rightarrow \mathbf{b = 0.2m}$

IX.4 Calcul des sollicitations :

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

Réservoir vide :

$N = G = 3.794 \text{ MN}$poids de réservoir vide.

$$A = \pi D^2/4 = 3.14 * 16.4^2/4 = 211.13 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = N/A = 3.794/211.13 \Rightarrow \sigma = 0.017 \text{ Mpa}$$

Réservoir plein :

$$N = G + Q = 3.794 + 10.048 = 13.842 \text{ MN}$$

Les contraintes :

σ_1 : Contrainte due au réservoir vide.

σ_2 : Contrainte due au réservoir plein.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} = 0.017 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} = \frac{13.842}{211.13}$$

$$\sigma_2 = 0.065 \text{ Mpa}$$

IX.5 Vérification :

-Vérification de contrainte :

$G_1 = 3.794 \text{ MN}$ poids de réservoir à vide

$$G_2 = \gamma_{\text{sol}} \cdot V = \gamma_{\text{sol}} (D^2 - D_{\text{est}}^2) = 0.024(16.4^2 - 16.3^2)1.0 = 0.078 \text{ MN}$$

Avec $\gamma_{\text{sol}} = 2400 \text{ kg/m}^3$ [8]

$$G = G_1 + G_2 = 3.872 \text{ MN}$$

-Vérification en situation durable et transitoire :

$$\sigma = G/A = 0.018 \text{ MN} \leq \sigma_{\text{adm}} = 0.15 \text{vérifier.}$$

-Vérification en situation accidentelle

$$N=G+Q = 13.92 \text{ MN}$$

$$\sigma_1 = N/A = 0.0659 \text{ MPa}$$

$$M_r = N \cdot h_r = 13.92 \cdot 0.4 = 5.56 \text{ MN.m}$$

$$\sigma_2 = N/AM + r.y/I \leq 1.3 \cdot \sigma_{admsol}$$

$$\sigma_2 = \frac{13.92}{211.13} + \frac{5.56}{3549.15} * 8.2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0.0659 \text{ Mpa} \\ \sigma_2 = 0.0787 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

Vérification de la stabilité de l'ouvrage :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_s > 1.5 M_r \\ M_s = G R_m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_r = 5.56 \text{ MN.m} \\ R_m = (16.4 + 16.3)/4 = 8.17 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_s = 3.872 * 8.17 = 31.63 \text{ MN.m} > 8.34 \text{ MN.m} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

IX.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]

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = \sigma a^2/16[-(3+\mu)\alpha^2 + (1+3\mu)\beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\beta] \\ M_t = \sigma a^2/16[(1+3\mu)(\beta^2 - \alpha^2) + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\beta] \end{array} \right.$$

$a \leq r \leq b$ -----Parie Extérieure

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = \sigma a^2/16[(3+\mu)\beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\beta - (3+\mu)\alpha^2 - 2(1-\mu)\beta^2 \alpha^2 + 4(1+\mu)\beta^2 \ln\alpha] \\ M_t = \sigma a^2/16[2(1-\mu) - (1-5\mu)\beta^2 - 4(1+\mu)\beta^2 \ln\beta - (1+3\mu)\alpha^2 + 2(1-\mu)\beta^2 \alpha^2 + 4(1+\mu)\beta^2 \ln\alpha] \end{array} \right.$$

On aura par simplification :

$$SDT \Rightarrow ELS \Rightarrow \mu=0.2; \sigma=0.065 \text{ MPa}$$

$$0 \leq r \leq a$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = 0.0779 [-0.028r^2 + 3.080] \\ M_t = 0.0779 [-0.014r^2 + 3.0695] \end{array} \right.$$

$$a \leq r \leq b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = 0.0779 [4.916 - 0.0282r^2 - 204.16/r^2 + 5.4 \ln (r^2/113.422)] \\ M_t = 0.0779 [1.28 - 0.0141 r^2 + 204.16/r^2 + 5.4 \ln (r^2/113.422)] \end{array} \right.$$

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 : $b/a=1.042$

➤ **Remarque :**

Le radier est toujours en contact avec l'eau ; la fissuration est très préjudiciable ; le calcul se fera uniquement à l'ELS avec $\sigma=0.065\text{MPa}$.

Tableau IX.1: Résultats des moments radiaux et tangentiels.

R(m)	Mr (MN.m)	Mt(MN.m)
0	0.240	0.240
1	0.237	0.239
2	0.231	0.234
3	0.226	0.234
4	0.205	0.232
5	0.161	0.200
6	0.133	0.185
7	0.136	0.126
8	-0.136	0.126

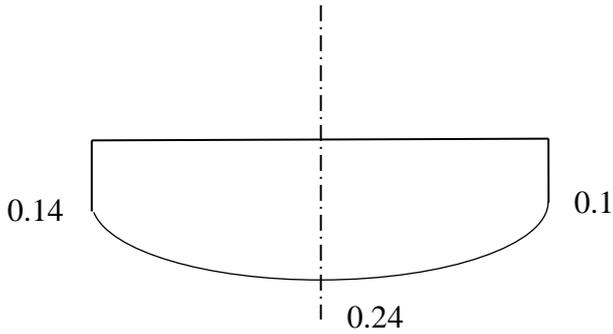


Figure IX.2 : Diagramme de moment tangentiel.

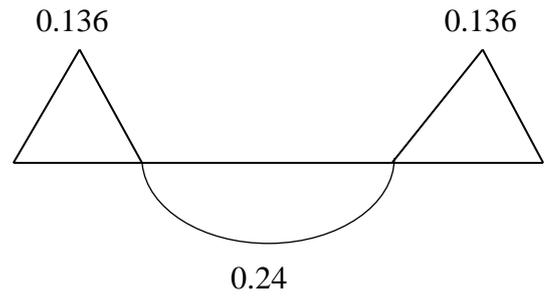


Figure IX.3: Diagramme du moment Radial.

➤ **Calcul du ferrailage radial**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section rectangulaire ($b=1, h=0.4m$)

➤ **Organisation de calcul :**

$$\sigma_s = f_e / y_s$$

Avec $y_s = 1,15$ pour les situations normales,

$y_s = 1,00$ pour les situations accidentelles,

➤ **Cas de la Fissuration Préjudiciable :**

$\eta = 1,0$ pour aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour aciers HA $\varnothing > 6mm$

$\eta = 1,3$ pour aciers HA $\varnothing < 6mm$

$$\sigma_s = \min(0.5f_e; 110 (\eta f_t 28)^{1/2}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_c 28 = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = 15 \overline{\sigma}_{bc} / (15 \overline{\sigma}_{bc} + \sigma_s) = 225 / 426.63 = 0.527$$

$$U_{rb} = \alpha_r / 2 (1 - \alpha_r / 3) = 0.3197$$

$$d = 8/10 * h = 0.32 \rightarrow M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b \cdot 0. d^2 \cdot \overline{\sigma}_{bc} = 0.1571 \text{ MN.m}$$

On a toujours $M_{ser} < M_{rb} \Rightarrow A'_{ser} = 0$

$$Z_r = d (1 - \alpha_r / 3) = 0.32 (1 - 0.527 / 3) = 0.267$$

$$A_{ser} = M_{ser} / (Z_r \cdot \sigma_s)$$

➤ **Ferrailage radial :**

Tableau IX.2: Résumé de calcul de ferrailage radial.

	Nappe inferieure			Nappe sup
R(m)	0 → 2	2 → 4	4 → 6	6 → 8
Mser ^{max} (MN/ml)	0.240	0.221	0.200	0.150
As (cm ²)	34.38	31.66	28.65	21.49
As(cm ²)	8HA25=39.27	7HA25= 34.36	6HA25=29.45	5HA25= 24.54
Esp(cm)	12.5	14	16.5	20

Ferrailage tangentiel :

Tableau IX.3: Résumé de calcul de ferrailage tangentiel.

	Nappe inferieure			Nappe supérieure
R(m)	0 → 2	2 → 4	4 → 6	6 → 8
Mser ^{max} (MN/ml)	0.240	0.226	0.161	-0.136
As (cm ²)	34.38	32.38	23.06	19.48
As (cm ²)	8HA25=39.27	7HA25=34.36	5HA25=24.54	4HA25=19.64
Esp(cm)	12.5	14	20	25

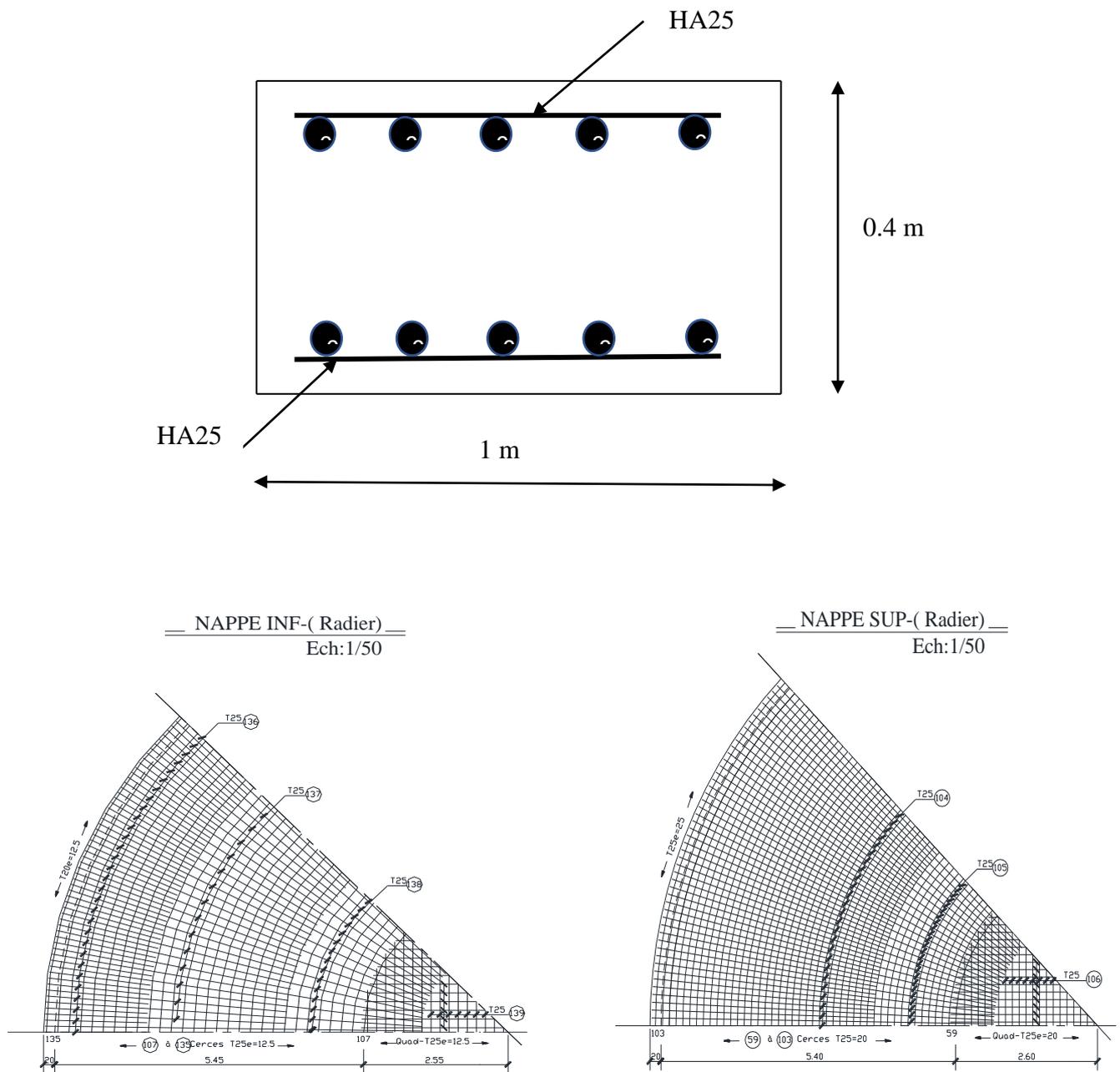


Figure IX.4: Schéma de ferrailage de radier.



Figure IX.5: Schéma de radier.

Chapitre X

Phases de construction

X.1 Etapes de construction :

Avant de commencer l'exécution des travaux, il est indispensable de faire une reconnaissance des lieux pour pouvoir piqueter tous les points singuliers dont on aura pour le début d'exécution tout en suivant les plans d'implantation.

Ensuite tous les matériels nécessaires à l'exécution des fondations doivent être acheminés.

La première phase après l'exécution de la fouille de RADIER circulaire de 16.40m de diamètre est la mise en place des armatures radiales puis tangentiel de ces derniers et le coulage du béton.

Sur Le Béton de propriété, le coffrage et le ferrailage posés puis on procède au bétonnage de radier.

Une fois la fondation réalisée, on met en place une partie des armatures du fût (armature d'attente) de 1m de longueur et son coffrage, ce dernier doit respecter les règles suivantes :

- Le coffrage doit être en bois
- Les vérins de levage doivent être mixtes ; hydraulique et manuelle, afin de corriger facilement le décalage du coffrage
- Le béton de coulage de la paroi doit être dosé à 400 kg/m^3 présente d'une bonne ouvrabilité, plastique et de grande compacité et sans aucun excès d'eau. Il doit être riche en ciment pour être gras, mais sans excès pour ne pas entrainer de fissuration par retrait.
- Evité le coulage par projection à cause de phénomène de ségrégation.

Il faut aussi contrôler l'absolue verticalité des barres verticales d'appui et de relevage des vérins, ce contrôle doit être permanent.



Figure X.1 : Réalisation la fondation circulaire de 16.40m y compris béton de propriétés.



Figure X.2 : Talus de 2.20m de hauteur au pourtour de la fondation circulaire.



Figure X.3 : Exécution le ferrailage vertical et horizontal du fût cylindrique



Figure X.4 : Exécution le ferrailage vertical et horizontal du fût cylindrique et la coupole y compris la ceinture supérieur (poutre dimension $40 \times 65 \text{cm}^2$)



Figure X.5 : Exécution le ferrailage vertical et horizontal du fût cylindrique et la coupole y compris la ceinture supérieur (poutre dimension 40x65cm²) ainsi le lanterneau.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le présent travail élaboré a porté sur l'étude d'un réservoir d'eau en béton armé de capacité 1000m^3 , et ceci dans le but de répondre aux exigences du règlement parasismique Algérien. Une part et d'autre part pour les besoins de la population en eau potable.

Notre thème nous a permis non seulement d'élargir nos connaissances dans le domaine de construction en béton armé (ouvrage spéciaux) qui est un domaine très vaste,

Au terme de ce travail, nous avons conclu ce qui suit :

- Dans notre ouvrage (réservoir d'eau) le seul élément de contreventement est le voile circulaire (cuve creux) dont son ferrailage n'est pas soumis aux règles de BAEL, alors, on a eu recours à 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 adopté pour un radier général malgré que le sol est de bonne qualité (contrainte admissible = 1.5 bars), ceci est dû 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 autres 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.

D'autre axe de recherche reste à interprétés :

- Action de la charge climatique (neige).

- l'interaction fondation –sol et le comportement d'un réservoir vide et plein sur le sol. ..etc.

Références

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 à l'expertise ».
(Hocine HAMMOUM).
- [10] Mémoire d'ingénieur «Alimentation en eau potable de la commune de AIN BEN BEIDA a 'partir du réservoir.»
- [11]Exercice de béton armé B.A.E.L80 Pierre Charon.
- [12]Traite de béton arme Gerrin.6.