

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**  
**Centre Universitaire Belhadj Bouchaib - Ain Témouchent**  
**Institut de La Technologie**  
**Département de Génie Civil**



**Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master**

**Filière : Génie Civil**

**Spécialité : Structure**

**Thème:**

**DIMENSIONNEMENT ET ETUDE D'UN RESERVOIR D'EAU  
CIRCULAIRE DE CAPACITE 2000 m<sup>3</sup> EN BETON ARME**

Présenté par :

**M<sup>LLE</sup> BETAOUAF Souâd**

**Mr KECHAR Mohammed El Amine**

Devant le Jury composé de :

**Mr El Hadj Mimoune**

**Président**

**Mr Said**

**Examineur**

**Mme Attia**

**Encadreur**

**L'année universitaire: 2019/2020**



## Remerciements

En premier lieu, nous tenons à remercier notre **DIEU**, notre créateur pour nous avoir donné  
la force pour accomplir ce travail.

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promotrice consultante Mme **AATTIA** pour  
nous avoir diligentés tout au long de ce travail, par sa  
comprehension, sa patience, sa compétence, et ses remarques qui nous ont été précieuses.

Nous tenons à remercier également, les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font en  
acceptant de juger et d'évaluer notre travail.

Nous présentons nos chaleureux remerciements à tous ceux qui ont contribué de près ou de  
loin pour l'aboutissement de ce travail.

**Souâd et Amine ...**



## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents Abdelkader et Khadra*

*A Mes soeurs Soumia et Houria et à Mon très cher petit frère Abdennour*

*A Ma princesse Nadine et à Mes princes Sohaib et Feras*

*A Mon très cher Mohamed*

*A mon binôme Amine*

*A Mes très chers amis(e) : Amina, Karima, Houria, Ikram, Sihem,*

*A Mes chers cousins et cousines*

*A toute ma famille ...*

*Et à tous ceux qui m'ont aide de près ou de loin et contribute par leur précieux apport à la réalisation de ce travail.*

*Souâd ...*



## Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à mes très chers parents Ikhléf et Khadra*

*A Mes soeurs Nadjet et Khaira et à Mon chère frère Alaâ Dine*

*A Mes princesses Rahil, Yessema et Itihel*

*A ma binette Souâd*

*A Mes très chers amis(e) : Youcef, Mourad, Ahmed, Kehlifa Youcef,  
Nadir, Rahim, Abdelilah, Abed, Fouâd, Karim, Oussama*

*A Mes chers cousins et cousines*

*A toute ma famille ...*

*Et à tous ceux qui m'ont aide de près ou de loin et contribue par leur  
précieux apport à la réalisation de ce travail.*

*Amine ...*

# Résumé

Ce projet présente un travail détaillé sur « Le dimensionnement et l'étude d'un réservoir d'eau circulaire semi-enterré de capacité de 2000 m<sup>3</sup> en béton armé » L'ouvrage se situe dans la wilaya d'Ain Témouchent comme une zone de sismicité moyenne.

Ce réservoir d'eau est destiné à alimenter la commune de Terga, il se compose d'un élément important qui est le voile circulaire, il contribue au stockage de l'eau.

La structuration du réservoir d'eau a été choisie sur la base d'un suivi d'étude détaillée sur le dimensionnement et le calcul des différents éléments composant l'infrastructure et la superstructure de cet ouvrage, selon des différents besoins: manque de ressources en eau - régulation de la distribution de l'eau dans la région de Terga.

Un traitement numérique de modélisation et de calcul a été réalisé grâce au logiciel Robot Structural Analysis.

Les résultats ainsi obtenus sont traduits par un ferrailage adéquat des différents éléments composant l'ouvrage.

**Mots clés :** Réservoir, Béton armé, hydrodynamique, modélisation.

# Abstract

This project presents detailed work on « The design and study of a semi-underground circular water tank with a capacity of 2000 m<sup>3</sup> of reinforced concrete » The structure is located in the wilaya of Ain Témouchent as an area of medium seismicity.

This water tank is intended to supply the town of Terga, it consists of an important element which is the circular wall, which in turn contributes to the storage of water.

The structure of the water tank was chosen on the basis of a detailed study follow-up on the dimensioning and calculation of the different elements making up the infrastructure and superstructure of this structure, according to different needs: lack of resources in water - regulation of water distribution in the Terga region.

Numerical modeling and calculation processing was performed using the Robot Structural Analysis.

The results thus obtained are translated by an adequate reinforcement of the various elements composing the structure.

**Key words :** Tank, reinforced concrete, hydrodynamics, modeling.

# ملخص

يعرض هذا المشروع عمل مفصل حول تصميم و دراسة خزان مائي من الخرسانة المسلحة بسعة 2000م<sup>3</sup>. يقع هذا المنشأ في ولاية عين تموشنت كمطقة زلزالية متوسطة.

هذا الخزان المائي خصص لتزويد منطقة تارقة المتواجدة بعين تموشنت بالماء الشروب، و يتكون من عنصر مهم وهو الشراع الدائري و الذي يساهم بدوره في تخزين المياه.

تم اختيار هيكل الخزان المائي بناء على دراسة مفصلة حول تصميم و دراسة العناصر المختلفة المكونة للبنية التحتية و الفوقية لهذا الهيكل وفقا للاحتياجات المختلفة : نقص الموارد المائية - تنظيم توزيع المياه في منطقة تارقة. النمذجة العددية و معالجة الحساب باستخدام برنامج Robot Structural Analysis.

بناء على النتائج المحصل عليها سيتم تسليح مختلف العناصر المكونة لهيكل الخزان.

**الكلمات المفتاحية :** خزان، الخرسانة المسلحة، الدينامكية المائية، النمذجة.

# Sommaire

<b>Introduction générale .....</b>	<b>1</b>
<b>Chapitre I : Description générale.....</b>	<b>3</b>
a. Présentation du projet .....	4
a.1. Introduction.....	4
a.1.1. Présentation du site .....	4
a.1.2. Présentation de l'ouvrage .....	5
b. Généralités sur les réservoirs .....	6
b.1. Introduction.....	6
b.2. Définitions .....	6
b.3. Aspect du réservoir et exigence technique .....	7
b.4. Classification.....	8
b.5. Fonctions .....	8
b.6. Les éléments constitutifs du réservoir.....	9
b.6.1. Le lanterneau .....	10
b.6.2. La coupole de couverture .....	10
b.6.3. La ceinture.....	10
b.6.4. La paroi cylindrique.....	10
b.6.5. La fondation .....	10
b.6.6. Waterstop .....	10
b.6.7. Le puisard.....	11
b.6.8. La chambre des vannes .....	11
b.7. Classification des ouvrages hydraulique.....	11
c. Caractéristiques des matériaux et hypothèse de calcul .....	12
c.1. Introduction.....	12
c.2. Caractéristiques des matériaux .....	12
c.2.1. Le béton.....	12
c.2.2. Acier.....	16
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement .....</b>	<b>18</b>

1. Introduction .....	19
2. Pré-dimensionnement des éléments .....	19
2.1. Calcul du diamètre du réservoir .....	19
2.2. La coupole .....	20
3. Descente de charge.....	20
3.1. Poids de lanterneau.....	21
3.2. Le poids de la coupole : .....	23
3.3. Pré dimensionnement de la ceinture .....	25
3.4. Les parois (voile circulaire du réservoir) .....	27
3.5. Poids de l'eau.....	31
<b>Chapitre III : Etude des éléments secondaires .....</b>	<b>33</b>
1. Calcul de lanterneau.....	34
1.1. Calcul de la dalle de lanterneau.....	34
1.2. Calcul du voile circulaire.....	43
2. Calcul de coupole de couverture.....	47
2.1. Introduction.....	47
2.2. Méthode de calcul .....	47
2.3. Calcul des tensions .....	48
2.4. Ferrailage de la coupole.....	54
<b>Chapitre IV : Etude des éléments porteurs .....</b>	<b>56</b>
1. Etude de la ceinture circulaire.....	57
1.1. Introduction.....	57
1.2. Détermination des efforts.....	57
2. Etude des parois.....	59
2.1. Méthode de calcul .....	60
2.1.1. Calcul des éléments de réduction.....	60
2.2. Calcul de ferrailage .....	63
2.2.1. Ferrailage à la traction sous la poussée hydrostatique.....	63
2.2.2. Ferrailage verticale du voile .....	64
2.3. Vérification .....	67

2.3.1. Vérification des contraintes pour la poussée des terres .....	67
2.3.2. Vérification au cisaillement.....	67
2.4. Ferrailage sous la poussée des terres .....	67
<b>Chapitre V : Etude hydrodynamique – Etude sismique .....</b>	<b>70</b>
1. Etude hydrodynamique .....	71
1.1. Introduction.....	71
1.2. Principe hydrodynamique .....	71
1.3. Choix de la méthode de calcul .....	72
1.5. Hypothèse de calcul.....	75
1.6. Organigramme de calcul.....	75
1.7. Méthode de calcul .....	76
1.7.1. Calcul des actions d'impulsion.....	76
1.7.2. Calcul des actions d'oscillation .....	78
1.7.3. Calcul des moments de flexion.....	79
1.7.4. Calcul des moments de renversement .....	80
1.8. Vérification à faire.....	81
1.8.1. Etat limite ultime de stabilité.....	81
1.8.2. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal .....	82
1.8.3. Vérification au cisaillement.....	82
1.9. Conclusion .....	83
2. Etude sismique.....	83
2.1. Introduction.....	83
2.2. Classification des systèmes de contreventement .....	84
2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme .....	84
2.4. La méthode statique équivalente .....	84
2.5. La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).....	84
2.6. Principe de la méthode.....	84
2.7. Spectre de réponse de calcul .....	85
2.8. Analyse dynamique de la structure.....	86
2.9. Analyse modale.....	86

2.10. Vérification de la structure.....	86
2.11. Vérification des déplacements.....	89
2.12. Résultat Dynamique .....	90
<b>Chapitre VI : Modélisation et interprétation des résultats .....</b>	<b>92</b>
1. Modélisation.....	93
2. Interprétations et exploitation des résultats.....	95
2.1. Coupole : .....	95
2.2. Ceinture .....	97
2.3. Voile circulaire.....	97
<b>Chapitre VII : Etude de l'infrastructure .....</b>	<b>100</b>
1. Introduction .....	101
2. Rapport de sol.....	101
2.1. Choix du type des fondations .....	101
2.2. Combinaison de calcul à considérer .....	102
3. Pré dimensionnement du radier.....	102
3.1. Condition de non poinçonnement.....	102
3.2. Calcul du diamètre du radier .....	103
3.3. Condition de rigidité.....	103
4. Calcul des sollicitations.....	104
5. Verification.....	104
6. Ferrailage du radier .....	105
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>111</b>

## *Liste des figures*

<b>Figure 1:</b> Carte de zonage sismique du territoire national.....	4
<b>Figure 2:</b> Présentation d'un réservoir circulaire avec coupole.....	5
<b>Figure 3:</b> La pression exercée par un liquide.....	6
<b>Figure 4:</b> Type waterstop en PVC.....	11
<b>Figure 5:</b> Emplacement de waterstop.....	11
<b>Figure 6:</b> Diagramme contraintes-déformation de calcul du béton (ELU).....	15
<b>Figure 7:</b> Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton (ELS).....	15
<b>Figure 8:</b> Diagramme contrainte-déformation pour tous les aciers.....	17
<b>Figure 9:</b> Représentation de lanterneau.....	21
<b>Figure 10:</b> Coupe du voile de lanterneau.....	22
<b>Figure 11:</b> Evaluation de la pression hydrostatique sur le voile.....	27
<b>Figure 12:</b> Représentation de la paroi de réservoir.....	30
<b>Figure 13:</b> Schéma statique de la dalle reposant sur le voile.....	34
<b>Figure 14:</b> Diagramme des moments radiaux et tangentiels.....	37
<b>Figure 15:</b> Schéma de ferrailage de la dalle circulaire de lanterneau.....	43
<b>Figure 16:</b> Schéma statique du voile circulaire.....	43
<b>Figure 17:</b> Schéma de ferrailage de lanterneau.....	46
<b>Figure 18:</b> Schéma de ferrailage de la coupole.....	55
<b>Figure 19:</b> Représentation des efforts entre la coupole et ceinture.....	57
<b>Figure 20:</b> Schéma de ferrailage de la ceinture.....	59
<b>Figure 21:</b> Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée des terres.....	61
<b>Figure 22:</b> Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée de l'eau.....	63
<b>Figure 23:</b> Schéma de ferrailage de la paroi.....	69
<b>Figure 24:</b> Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion.....	72
<b>Figure 25:</b> Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillations sur les parois.....	72
<b>Figure 26:</b> Organigramme de l'étude hydrodynamique approchée par la méthode de Housner.....	75
<b>Figure 27:</b> Effort tranchant à la base dans les deux sens (X-Y).....	90

<b>Figure 28:</b> Résultat dynamique 1. ....	90
<b>Figure 29:</b> Résultat dynamique 2. ....	91
<b>Figure 30:</b> Interface de robot. ....	94
<b>Figure 31:</b> Cartographie suivant le méridien. ....	95
<b>Figure 32:</b> Cartographie suivant le parallèle. ....	95
<b>Figure 33:</b> Cartographie des moments de flexion dans la coupole. ....	96
<b>Figure 34:</b> Cartographie de la contrainte de compression. ....	96
<b>Figure 35:</b> Cartographie de voile circulaire à ELU. ....	97
<b>Figure 36:</b> Cartographie de voile circulaire à ELS. ....	98
<b>Figure 37:</b> Cartographie de la contrainte de compression. ....	98
<b>Figure 38:</b> Coupe vertical de radier. ....	103
<b>Figure 39:</b> Diagramme de moment tangentiel. ....	107
<b>Figure 40:</b> Diagramme du moment radial. ....	108
<b>Figure 41:</b> Schéma de ferrailage de radier. ....	110

## *Liste des tableaux*

<b>Tableau 1:</b> Coefficient d'accélération de zone A.....	5
<b>Tableau 2:</b> Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	16
<b>Tableau 3:</b> Le poids de l'étanchéité et l'enduit de ciment.....	21
<b>Tableau 4:</b> Valeurs des poids surfacique des trois couches.....	24
<b>Tableau 5:</b> Le poids des différents éléments du réservoir.....	32
<b>Tableau 6:</b> Résumé des résultats.....	35
<b>Tableau 7:</b> Résumé des résultats.....	36
<b>Tableau 8:</b> Combinaison des efforts à l'ELU et ELS.....	53
<b>Tableau 9:</b> Valeurs des sollicitations sous la poussée des terres.....	61
<b>Tableau 10:</b> Valeurs des sollicitations sous la poussée de l'eau.....	62
<b>Tableau 11:</b> Ferrailage sous la poussée hydrostatique.....	64
<b>Tableau 12:</b> Les résultats après le calcul.....	66
<b>Tableau 13:</b> Résultats des contraintes pour la poussée des terres.....	67
<b>Tableau 14:</b> Les résultats après le calcul.....	68
<b>Tableau 15:</b> Valeurs de pénalité $pq$ .....	77
<b>Tableau 16:</b> Résultante des forces sismiques à la base.....	88
<b>Tableau 17:</b> Déplacements relatifs dans les deux sens (X-Y).....	89
<b>Tableau 18:</b> Ferrailage sous la poussée hydrostatique.....	99
<b>Tableau 19:</b> Résultats des moments radiaux et tangentiels.....	107
<b>Tableau 20:</b> Résumé de calcul de ferrailage radial.....	109
<b>Tableau 21:</b> Résumé de calcul de ferrailage tangentiel.....	109

## *Liste des abréviations*

**Int** : Interne.

**Ext** : Externe.

**Max** : Maximum.

**Min** : Minimum.

**Moy** : Moyen.

**ELU** : Etat limite ultime.

**ELS**: Etat limite de service.

**FDA** : Food drug administration / Administration de médicaments alimentaires.

**NSF** : National sanitation foundation / Fondation nationale de l'assainissement.

**PVC** : Polychlorure de vinyle.

## *Liste des symboles*

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

**R** : Coefficient de comportement global de la structure.

**R** : Rayon de courbure.

**f** : La flèche.

**ec** : Epaisseur de la coupole.

**b** : Largeur.

**h** : Hauteur.

**$\beta$**  : Coefficient de pondération.

**$\theta$**  : Coefficient d'application.

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement.

**$\alpha$**  : Position relative de la fibre neutre.

**ep** : Epaisseur de la paroi cylindrique.

**hp** : Hauteur de la paroi cylindrique.

**er** : Epaisseur du radier.

**Dr** : Diamètre du radier.

**$f_{c28}$**  : Résistance de béton à la compression après 28 jours.

**$f_{tj}$**  : Résistance de béton à la traction.

**$f_{cj}$**  : Résistance à la compression.

**$E_{ij}$**  : Le module de déformation instantanée du béton.

**$E_{vj}$**  : Module de déformation longitudinale différée.

**$E_{v28}$**  : Module de déformation longitudinale différée après 28 jours.

$\nu$ : Coefficient de poisson du béton.

$\sigma_b$ : Contrainte limite ultime du béton comprimé.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité pour le béton.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte du béton.

$\sigma_{st}$ : Contrainte d'acier.

$\overline{\sigma_{bc}}$ : Contrainte admissible du béton.

$\overline{\sigma_{st}}$ : Contrainte admissible d'acier.

$E_s$ : Le module d'élasticité longitudinal de l'acier.

$\Phi$ : Diamètre.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité d'acier.

$\sigma_s$ : Contrainte de l'acier.

$f_e$ : Limite d'élasticité de l'acier.

$\epsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier.

$D_{int}$ : Diamètre intérieur.

$D_{ext}$ : Diamètre extérieur.

$V$ : Volume.

$S$ : Surface.

$e_v$ : l'épaisseur du voile.

$R_c$ : Rayon de coupole.

$e$ : Epaisseur.

$D_d$ : Le diamètre de la dalle circulaire.

$e_d$ : L'épaisseur de la dalle circulaire.

$\gamma_b$ : La masse volumique de béton.

$P_e$  : Poids de l'étanchéité.

$\varphi_{int}$  : Diamètre intérieur du voile.

$\varphi_{ext}$  : Diamètre extérieur du voile.

$\dot{P}_v$  : Poids du voile sans ouverture.

$P_v$  : Poids du voile avec ouverture.

$P_{lanter}$  : Poids de voile circulaire de lanterneau.

$G$  : Action permanente.

$Q$  : Action d'exploitation.

$E$  : Action accidentelle.

$G_c$  : Poids propre de la coupole.

$N$  : Effort normal.

$q$  : La poussé horizontale.

$P_{ce}$  : Poids de la ceinture.

$P$  : Périmètre.

$P_m$  : Périmètre moyen.

$R_m$  : Rayon moyen.

$A_s$  : Section d'armature.

$F$  : Force.

$P_p$  : Poids de la paroi circulaire.

$P_b$  : Poids du béton.

$P_{en}$  : poids d'enduit.

$\gamma_e$  : Poids volumique de l'eau.

**P<sub>eau</sub>** : Poids de l'eau.

**P<sub>vd</sub>** : Poids du réservoir vide.

**P<sub>pl</sub>** : Poids du réservoir plein.

**M** : Moment fléchissant.

**I** : Moment d'inertie.

**A<sub>min</sub>** : La section du ferrailage minimale déterminée à partir de la condition de non fragilité.

**S<sub>t</sub>** : Espacement des barres.

**L<sub>f</sub>** : La longueur de flambement.

**L<sub>0</sub>** : La longueur libre.

**λ** : L'élanement du voile cylindrique.

**i** : Rayon de giration.

**B<sub>r</sub>** : La section réduite.

**P<sub>v</sub>** : Poids du voile.

**P<sub>rv</sub>** : Périmètre du voile.

**P<sub>d</sub>** : Poids de la dalle.

**p<sub>rd</sub>** : Périmètre de la dalle.

**T** : Effort tranchant.

## *Introduction générale*

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

Les réservoirs de stockages sont considérés comme des ouvrages d'art d'hydrauliques qui occupent une place très particulière parmi les constructions. Le comportement mécanique hyperstatique de ces ouvrages et le comportement particulier à l'effet hydrodynamique font d'eux des structures complexes. De ce fait on constate que les réservoirs sont soumis à un régime sévère qui demande un soin particulier apporte à leur conception lors de la phase d'études.

Chaque étude de projet du réservoir a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

D'ou, le présent projet a pour objet d'étudier d'un réservoir d'eau circulaire de capacité de 2000 m<sup>3</sup> en beton armé. ce travail est structuré en sept chapitres :

- Le premier chapitre est une présentation générale du projet, comporte trois parties: la première partie présente le projet, son site et l'ouvrage, la deuxième partie est la généralité des reservoirs, la troisième partie donne les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement et la descente des charges des différents éléments résistants.
- Le troisième chapitre consiste à l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre est une étude des éléments porteurs.

- Le cinquième chapitre portera sur l'étude hydrodynamique.
- Nous présentons dans le sixième chapitre l'étude de l'infrastructure.
- Pour le dernier chapitre on présente une modélisation avec un logiciel et l'interprétations des résultats obtenus.

Enfin, le présent mémoire sera clôturé par une conclusion générale, résumant le travail et les points essentiels qu'on a découvert sur ce projet.



***Chapitre I :***  
***Déscription du projet***

## Chapitre I : Description générale

### a. Présentation du projet

#### a.1. Introduction

Notre projet consiste à faire l'étude génie civil d'un réservoir circulaire en béton armé, semi-enterré de capacité 2000 m<sup>3</sup>. Ce dernier est destiné à alimenter le village de Terga à Aïn Témouchent. La présentation du projet est établie en deux parties :

- La présentation du site.
- La présentation de l'ouvrage.

##### a.1.1. Présentation du site

Le site étudié appartient à la zone nord ouest de la wilaya d'Aïn Témouchent commune de Terga.

###### a.1.1.1. La sismicité de la région

La région d'Aïn Témouchent appartient à la zone sismique du ouest de l'Algérie.

Les données de la sismicité établie par R.P.A1999 modifié la classe d'Aïn Témouchent dans la zone de moyenne sismicité (zone II a).

Pour les calculs de génie civil et de stabilité la valeur du coefficient d'accélération sera égale :

- $A = 0.25 \text{ m/s}^2$

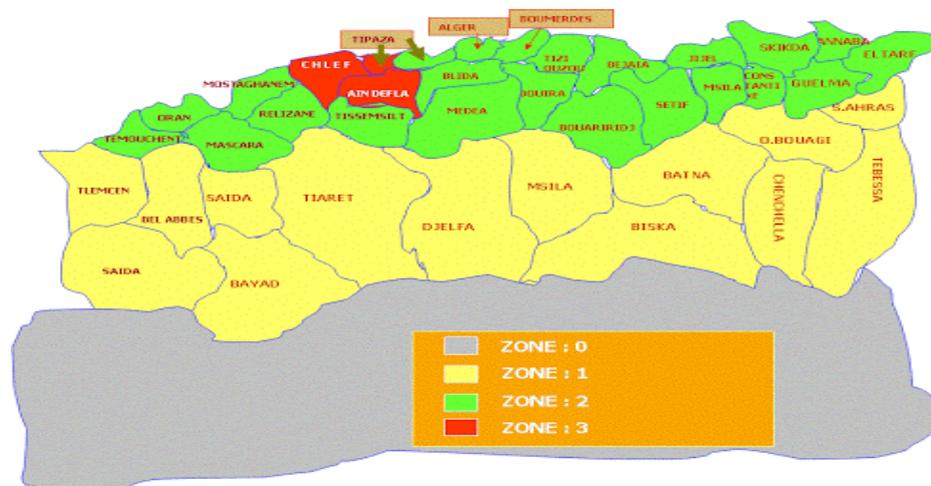


Figure 1: Carte de zonage sismique du territoire national.

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0.15	0.25	0.30	0.40
1 B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

**Tableau 1:** Coefficient d'accélération de zone A.

### a.1.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage consiste à l'étude d'un réservoir destiné au stockage et au renforcement de l'alimentation en eau potable de la ville de Terga. C'est un réservoir circulaire en béton armé d'une capacité en eau potable de 2000m<sup>3</sup>.

Il est principalement, constitué d'une paroi circulaire et une fondation. Cette paroi est couverte avec coupole et une dalle circulaire.

A la liaison couverture- parois, le réservoir dispose d'une ceinture centrale.

Cette coupole est dotée d'un lanterneau. Voir la figure si dessous.



**Figure 2:** Présentation d'un réservoir circulaire avec coupole.

## b. Généralités sur les réservoirs

### b.1. Introduction

Le réservoir d'eau potable constitue un élément essentiel du fonctionnement des systèmes de distribution. Son rôle a varié sensiblement au cours des âges. Servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle primordial fut ensuite de parer à un accident survenu dans l'adduction.

En général, on considère l'état de fissuration très préjudiciable et on utilise pour leur exécution un béton de dosage de 350 Kg a 400 avec des valeurs assez faibles des contraintes admissibles des aciers : on outre, on dispose souvent a l'intérieur d'un enduit.

Les réservoirs peuvent être surélevés, posé sur le sol ou enterré.

La pression exercée par un liquide augmente avec la profondeur. La paroi d'un réservoir présentant une inclinaison quelconque est normale à cette paroi et a pour valeur en pascal (PA).

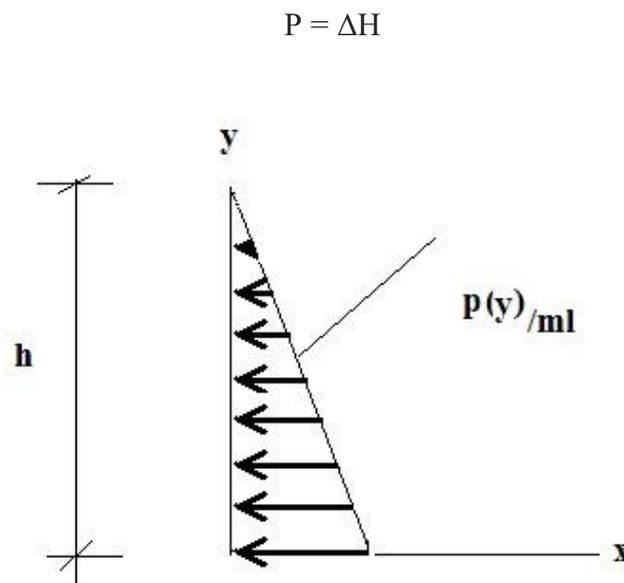


Figure 3: La pression exercée par un liquide.

### b.2. Définitions

Un réservoir est enveloppe contenant un liquide.

Les réservoirs d'eau permettent le stockage de l'eau pour de nombreuses applications :

agricoles, industrielles domestiques (eau potable, agriculture irriguée, l'élevage, la fabrication de produits chimiques, la préparation des aliments) .

Il existe différents types de réservoir d'eau :

- **Réservoir de contact chimique**

En polyéthylène de construction de la FDA et de la NSF, permet le temps de rétention pour que les produits chimiques de traitement chimique «entrent en contact» (traitent chimiquement) avec l'eau du produit.

- **Réservoir d'eau souterraine**

En acier au carbone doublé, peut recevoir de l'eau d'un puits ou d'une eau de surface, ce qui permet de stocker un volume important d'eau et de l'utiliser pendant les cycles de pic de demande.

- **Réservoir d'eau surélevé**

Également connu sous le nom de château d'eau, créera une pression à la sortie du sol de 1 kPa par 10,2 cm ou 1 psi par 2,31 pieds d'élévation. Ainsi, un réservoir surélevé à 20 mètres crée environ 200 kPa et un réservoir surélevé à 70 pieds crée une pression de refoulement d'environ 30 psi, suffisante pour la plupart des besoins domestiques et industriels.

- **Réservoirs cylindriques verticaux**

A dôme supérieur peuvent contenir de 200 litres à plusieurs millions de gallons. Les réservoirs cylindriques horizontaux sont typiquement utilisés pour le transport parce que leur profil bas crée un centre de gravité bas aidant à maintenir l'équilibre pour le véhicule de transport, la remorque ou le camion.

- **Réservoir hydropneumatique**

Généralement un réservoir de stockage sous pression horizontale. La mise sous pression de ce réservoir d'eau crée une surpression d'eau stockée dans le système de distribution.

### **b.3. Aspect du réservoir et exigence technique**

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

- **Résistance** : le réservoir doit résister dans toutes ses parties aux efforts auxquels est soumis.
- **Étanchéité** : Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit donc être étanche.
- **Durabilité** : Le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir.

Enfin, le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas altérer les qualités du liquide emmagasiné. Le revêtement intérieur, s'il protège le béton sous-jacent doit aussi protéger le liquide de l'influence du béton.

#### **b.4. Classification**

Les réservoirs de stockage peuvent être classés selon différents critères :

- Selon le volume (grand réservoir, moyen réservoir, petit réservoir).
- Selon les matériaux qui les constituent (acier, béton, maçonnerie) ;
- Selon leurs implantation (enterrés, semi-enterrés, surélevés) ;
- Selon leurs formes (cylindrique, sphérique, semi sphérique, rectangulaire, circulaire) ;
- Selon leurs positions (vertical, horizontale) ;
- Selon le mode de fermeture (non couvert, couvert) ;
- 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).

#### **b.5. Fonctions**

La conception et dimensionnement du réservoir doit tenir compte des débits disponibles de la ressources, de l'alimentation continue (24h), d'un volume de réserve de 24h en cas de rupture d'alimentation du réservoir, de la mise en sécurité du réservoir par l'amont (dispositif de fermeture en cas de pollution) et éventuellement la réserve incendie.

La capacité d'un réservoir de réseau d'eau potable et la durée de stockage de l'eau dans ce réservoir dépendent des fonctions que le réservoir doit remplir et de son régime d'exploitation dans le système de distribution de l'eau.

Les fonctions pouvant être assurées par un réservoir sont les suivantes :

➤ **La régulation de débit :**

Le réservoir est un ouvrage régulateur de débit qui permet d'adapter la production à la consommation.

Les ouvrages de production sont généralement dimensionnés pour fournir le volume correspondant à la consommation journalière totale de point, avec un temps journalier de fonctionnement compris entre 16 et 20 heures.

Or, la consommation journalière présente des fluctuations importantes: il est donc judicieux, du point de vue technique et économique, de faire jouer aux réservoirs un rôle d'appoint pour la satisfaction des besoins horaires de pointe.

La présence des réservoirs permet donc de limiter le dimensionnement des équipements de pompage.

➤ **La régulation de la pression :**

Le réservoir est un ouvrage régulateur de pression puisque son niveau conditionne, aux pertes de charges près, la cote piézométrique et donc la pression dans le réseau.

➤ **La simplification de l'exploitation :**

Le réservoir facilite les opérations d'exploitation en permettant les arrêts pour entretien ou séparation de certains équipements : ouvrage de production station de pompage, canalisation d'adduction.

➤ **La sécurité d'approvisionnement :**

Dans l'éventualité d'un incident sur les équipements d'alimentation du réseau de distribution.

## **b.6. Les éléments constitutifs du réservoir**

Généralement, les réservoirs sont constitués de plusieurs éléments, certains sont dotés de structures particulières. Dans ce qui suit, seuls les éléments les plus communs des réservoirs circulaires.

Les éléments constitutifs de l'ouvrage sont :

### **b.6.1. Le lanterneau**

C'est un élément standard qui sert à l'aération (il permet d'avoir une pression à la surface libre de liquide, égal à la pression atmosphérique).

### **b.6.2. La coupole de couverture**

C'est est une partie de l'ouvrage qui a la forme d'une coque destinée à couvrir un espace de forme circulaire, son rayon de courbure est de **R= 10m** et sa flèche est **f = 2,5m**. Conformément au **Fascicule 74**, l'épaisseur d'une coupole de couverture est égale au moins à 8cm, dans notre cas, nous prendrons une épaisseur **ec = 15cm**.

### **b.6.3. La ceinture**

C'est une poutre circulaire de dimensions :

- ✓ La largeur  $b = 0.5m$ .
- ✓ La hauteur  $h = 0,7m$ .
- ✓ Le rayon  $R1 = 10,50m$ .

### **b.6.4. La paroi cylindrique**

C'est un voile circulaire réalisé en béton armé.

- ✓ Son épaisseur est :  $ep = 0,35m$ .
- ✓ Sa hauteur totale est :  $Hp = 7,40m$ .

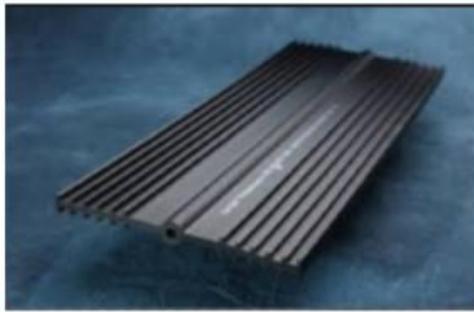
### **b.6.5. La fondation**

La fondation de notre réservoir est sous forme circulaire, elle est superficielle « type radier général ». Les dimensions du radier sont :

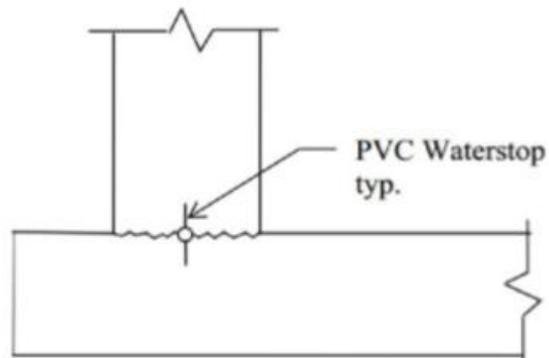
- ✓ Epaisseur  $er = 0,5m$ .
- ✓ Diamètre  $Dr = 21,30m$ .

### **b.6.6. Waterstop**

C'est un joint en PVC qui remplit la fonction d'étanchéité dans les zones de reprise de bétonnage de la paroi, tel qu'il est illustré dans les figures suivantes :



**Figure 4:** Type waterstop en PVC.



**Figure 5:** Emplacement de waterstop.

### b.6.7. Le puisard

Il représente la zone la plus basse du réservoir qui est soumise à des fortes pressions, et cela dans le but d'effectuer l'opération de vidange lors de l'entretien.

### b.6.8. La chambre des vannes

Rares les réservoirs au sol qui ne comportent pas un petit local accolé ou une chambre de vannes, dans lequel se feront les pénétrations des diverses canalisations et vannes.

## b.7. Classification des ouvrages hydraulique

➤ Selon le fascicule 74 :

**Les ouvrages sont classés selon le principe de réalisation de leur étanchéité comme suit :**

**La classe A :** ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule.

**La classe B :** ouvrages est assures par l'étanchéité complète par un revêtement imperméabilisation.

**La classe C :** ouvrages dont étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéités, adhérent ou indépendant du support, la structure assure uniquement une fonction mécanique.

**La Classe D :** ouvrage construit à l'aide d'élément préfabriqué.

➤ **Selon l'Eurocode 2 :**

**L'Eurocode 2 (NF EN 1992-3)**, définit quatre classes d'étanchéité:

**La Classe 0 :** Un certain débit de fuite admissible, ou fuite de liquide sans conséquence.

**La Classe 1 :** Fuites limitées à une faible quantité, quelques taches ou plaques d'humidité en la surface admises.

**La Classe 2 :** Fuites minimales. Aspect non altéré par des taches.

**La Classe 3 :** Aucune fuite admise.

## **c. Caractéristiques des matériaux et hypothèse de calcul**

### **c.1. Introduction**

Dans ce chapitre, nous allons présenter les caractéristiques du béton et celles des aciers actifs et passifs conformément au règlement du béton armé (**BAEL 91**).

Le choix des matériaux de construction conditionne en grande partie la conception et le calcul de l'ouvrage.

### **c.2. Caractéristiques des matériaux**

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

Le béton armé est constitué de :

#### **c.2.1. Le béton**

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

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

Dans notre projet, le béton qu'on va utiliser sera doser à 400kg/m<sup>3</sup> pour avoir une bonne étanchéité.

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

- **La résistance à la compression**

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

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

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

D'après le **CBA93** :

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

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

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

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

- **La résistance à la traction :**

Cette résistance est définie par la relation  $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 30 \text{ MPa} \longrightarrow \mathbf{f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}}$$

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

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

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{pour } j = 28 \text{ jours et } \mathbf{f_{c28} = 30 \text{ MPa}} ; \text{ on a alors}$$

$$\mathbf{E_{ij} = 3.418 \times 10^4 \text{ MPa}}$$

- ✓ **Le module de déformation :**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le

calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  qui est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 30 \text{ MPa ; on a alors}$$

$$E_{v28} = 1.150 \times 10^4 \text{ MPa}$$

- **Le coefficient de poisson :**

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

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

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

- **Les contraintes limites :**

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

On distingue deux types de calcul :

- ✓ **Etats limite ultime (ELU) :**

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

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

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

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

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

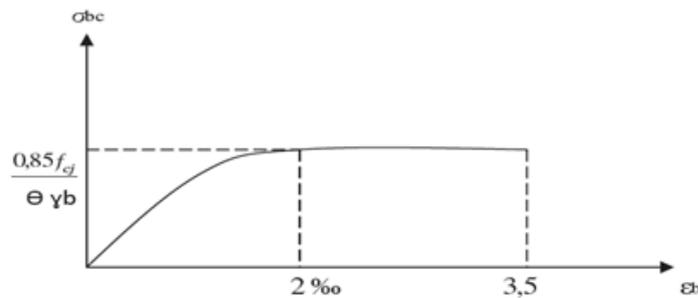
$$\sigma_b = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

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

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

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



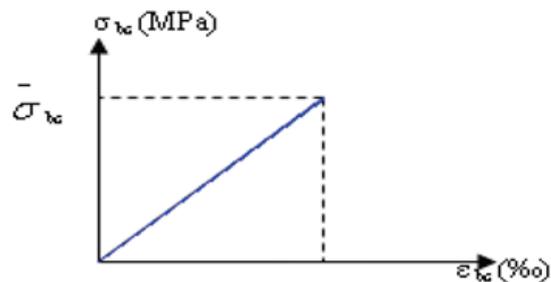
**Figure 6:** Diagramme contraintes-déformation de calcul du béton (ELU).

✓ **Etats limite de service (ELS) :**

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

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

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



**Figure 7:** Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton (ELS).

### c.2.2. Acier

- **Les types d'aciers utilisés :**

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

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

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

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

- ✓ Acier naturel FeE215 FeE235.
- ✓ Acier à haute adhérence FeE400, FeE500.
- ✓ Treillis soudés de maille 150 x 150 mm<sup>2</sup> avec  $\Phi = 3,5$ mm.
- ✓ Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$E_s = 200000$  MPa.

Acier	Désignation	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Diamètre nominales normalisés en (mm)
<b>Ronds lisses (RL)</b>	FeE235	235	8
<b>Haute adhérence (HA)</b>	FeE400	400	12-14-16-20-25

**Tableau 2:** Types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.

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

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

Le diagramme contrainte ( $\sigma_s$ ) déformation ( $\epsilon_s$ ) est conventionnellement défini par :

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

$\sigma_s$  : Contrainte de l'acier.

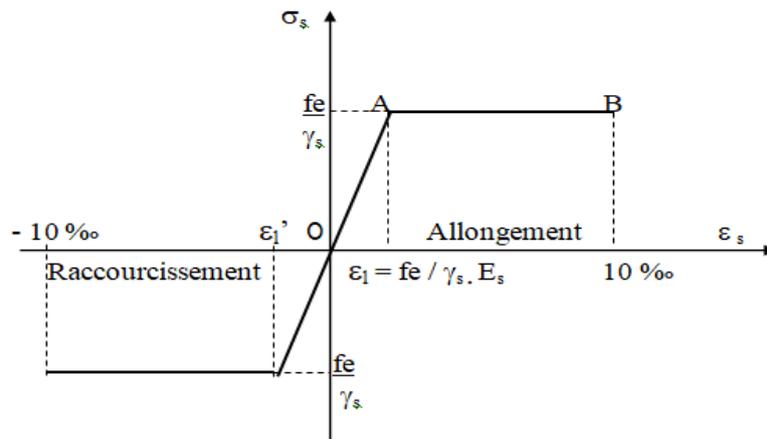
$f_e$  : limite d'élasticité de l'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1,15$  cas général.

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

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



**Figure 8:** Diagramme contrainte-déformation pour tous les aciers.



***Chapitre II :***  
***Pré dimensionnement***

## Chapitre II : Pré dimensionnement

### 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.

### 2. Pré-dimensionnement des éléments

#### 2.1. Calcul du diamètre du réservoir

- **Le diamètre intérieur ( $D_{int}$ ):**

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

V : étant le volume d'eau du réservoir.

h : la hauteur d'eau. h=6.4m.

$$\text{Alors : } D_{int} = \sqrt{4 \times \frac{2000}{3.14 \times 6,4}}$$

$$D_{int} = 19.95\text{m}$$

On prend  **$D_{int} = 20\text{m}$**

- **Le diamètre extérieur ( $D_{ext}$ ):**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e_v \geq H/20 = 740/20 = 37 \text{ cm} \longrightarrow e_v \geq 20\text{cm} \\ e_{min} \geq 5\text{cm} \end{array} \right.$$

On prend l'épaisseur du voile  **$e_v = 35 \text{ cm}$** .

Donc :  **$D_{ext} = 20.7\text{m}$**

## 2.2. La coupole

### ➤ La flèche(f) :

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

$$f = 0.104 \times D_{\text{int}} \quad [11]$$

$$f = 0.104 \times 20 = 2.08\text{m}$$

On va prendre alors : **f = 2.5m**

### ➤ Le rayon( $R_c$ ) :

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

$$R_c = [(20^2/4 \times 2.5) + 2.5] / 2$$

$$R_c = 21.25\text{m}$$

### ➤ Le choix de l'épaisseur de la coupole : [6]

Les épaisseurs  $e$  des coupoles doivent satisfaire :

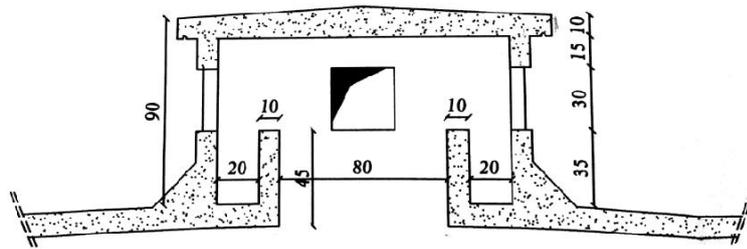
- $e \geq 8$  cm pour les coupoles de couverture.
- $e \geq 15$  cm pour les coupoles de fond de réservoir.

Donc on prend **e = 15cm** le long de la coupole.

## 3. Descente de charge

La descente de charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

### 3.1. Poids de lanterneau



**Figure 9:** Représentation de lanterneau.

- **Le poids propre de la dalle :**

Nous avons:

- Le diamètre de la dalle circulaire :  $D_d = 180 \text{ cm}$ .
- L'épaisseur de la dalle circulaire :  $e_d = 10 \text{ cm}$ .
- La masse volumique de béton :  $\gamma_b = 30 \text{ KN/m}^3$ .

Donc :

$$P_d = \gamma_b e_d \pi D_d^2 / 4 = (30 \times 0.1 \times 3.14 \times 1.8^2) / 4$$

$$P_d = 7.63 \text{ KN}$$

- **poids de l'étanchéité et l'enduit de ciment:**

On calcul d'abord leur poids surfacique G :

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

**Tableau 3:** Le poids de l'étanchéité et l'enduit de ciment.

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

$$P_e = 0.32(3.14 \times 1.8^2/4)$$

$$P_e = 0.81 \text{ KN}$$

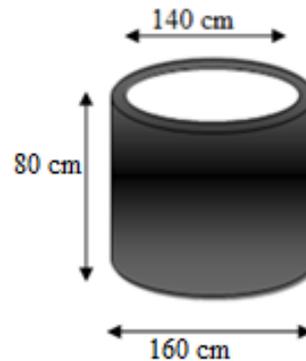
- **Le poids de voile circulaire de lanterneau :**

On a:

Le diamètre intérieur du voile:  $\varphi_{\text{int}} = 140 \text{ cm}$ .

Le diamètre extérieur du voile:  $\varphi_{\text{ext}} = 160 \text{ cm}$ .

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



**Figure 10:** Coupe du voile de lanterneau.

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

$$\dot{P}_v = (\pi/4) h \gamma_b (\varphi_{\text{ext}}^2 - \varphi_{\text{int}}^2)$$

$$\dot{P}_v = (3.14/4) \times 0.8 \times 30 \times (1.6^2 - 1.4^2)$$

$$\dot{P}_v = 11.30 \text{ KN.}$$

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

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

$$P_v = 0.8 \times 11.30$$

$$P_v = 9.04 \text{ KN.}$$

Donc :  $P_{\text{lanter}} = P_d + P_v + P_e = 6.63 + 9.04 + 0.81$

$$P_{\text{lanter}} = 16.48 \text{ KN.}$$

**La charge d'exploitation :** [7]

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

$$Q = (\pi D^2/4) Q' = (3.14 \times 1.8^2/4) \times 1$$

$$Q = 2.54 \text{ KN.}$$

D'où : - La charge permanente sur le lanterneau est :  $G = P_{\text{lanter}} = 16.48 \text{ KN.}$

- La charge d'exploitation sur le lanterneau est :  $Q = 2.54 \text{ KN.}$

### 3.2. Le poids de la coupole :

Le poids propre de la coupole est :

$$G_c = e \times \gamma_b = 0.15 \times 30 = 4.5 \text{ KN/m}^2.$$

Caractéristiques de l'ouvrage :

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

$$L = 2r = 20 \text{ m}$$

$$R_c = 21.25 \text{ m}$$

$$f = 2.5 \text{ m}$$

Calcul des surfaces de la coupole :

◆ La surface de la coupole sans ouverture :

$$S_1 = 2\pi R_c f = 2 \times 3.14 \times 21.25 \times 2.5$$

$$S_1 = 333.63 \text{ m}^2$$

◆ La surface de l'ouverture sur la coupole :

$$S_2 = \pi D_0^2 / 4 \quad \text{avec}$$

$D_0$  : le diamètre de l'ouverture sur la coupole.

$$S_2 = 3.14 \times (0.8)^2 / 4$$

$$S_2 = 0.50 \text{ m}^2$$

◆ La surface de la coupole avec ouverture :

$$S = S_1 - S_2$$

$$S = 333.63 - 0.50$$

$$S = 333.13 \text{ m}^2$$

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

Désignation	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Dalle en béton armé	0.15	4.5
2) Isolation	0.05	0.16
3) Etanchéité	0.02	0.12
		<b><math>\Sigma G = 4.78 \text{ KN/m}^2</math></b>

**Tableau 4:** Valeurs des poids surfacique des trois couches.

- **Le poids total de la coupole :**

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

$$P_{\text{coup}} = 333.13 \times 4.78$$

$$\text{Donc : } P_{\text{coup}} = \mathbf{1592.36 \text{ KN.}}$$

-La charge permanente sur la coupole est :

$$G = P_{\text{coup}} = \mathbf{1592.36 \text{ KN.}}$$

-La charge d'exploitation sur la coupole est :

$$Q = 1 \times 333.13 = \mathbf{333.13 \text{ KN.}}$$

On a :

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

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

$$P_u = 1.35 (1592.36 + 16.48) + 1.5 (333.13 + 2.54)$$

$$P_u = \mathbf{2675.44 \text{ KN.}}$$

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

$$P_1 = 2675.44/(2 \times 3.14 \times 10)$$

$$P_1 = 42.60 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul de la poussée horizontale de la coupole sur la poutre « q<sub>1</sub> » :**

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

$$q_1 = 42.60 (10^2 - 2.5^2) / (2 \times 10 \times 2.5)$$

$$q_1 = 79.88 \text{ KN/ml.}$$

- **Calcul de l'effort normal «N<sub>1</sub>» :**

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

$$N_1 = \sqrt{42.60^2 + 79.88^2}$$

$$N_1 = 90.53 \text{ KN/ml.}$$

- **Vérification à la compression suivant les méridiens :**

$$\sigma_{bc} = N_1/e \leq \sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b$$

$$\sigma_{bc} = 0.09053/0.15 = 0.60 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = (0.85 \times 30) / 1.5$$

$$\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.60 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

### 3.3. Pré dimensionnement de la ceinture

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 :**

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

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

**Calculons le périmètre moyen :**

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

$$R_m = (R_{\text{ext}} + R_{\text{int}}) / 2 = (10.5 + 10) / 2 = \mathbf{10.25 \text{ m.}}$$

$$\text{D'où} \quad P_m = 2 \times 3.14 \times 10.65 = \mathbf{64.37 \text{ m.}}$$

$$S = 0.7 \times 0.5 = 0.35 \text{ m.}$$

$$V = 64.37 \times 0.35$$

$$\mathbf{V = 22.53 \text{ m}^3}$$

Donc :

$$\mathbf{P_{ce} = 675.9 \text{ KN.}}$$

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

$$P_s = G + Q$$

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

$$P_s = (1592.36 + 16.48) + (333.13 + 2.54)$$

$$\mathbf{P_s = 1944.51 \text{ KN.}}$$

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

$$P_2 = 1561.71 / (2 \times 3.14 \times 10)$$

$$\mathbf{P_2 = 30.96 \text{ KN/ml.}}$$

▪ **Calcul de la poussée horizontale de la coupole sur la poutre  $q_2$  :**

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

$$q_2 = 30.96 (10^2 - 2.5^2) / 2 \times 10 \times 2.5$$

$$\mathbf{q_2 = 58.05 \text{ KN/ml.}}$$

$$\text{Donc} \quad F = q_2 \times r = 58.05 \times 10 = \mathbf{580.5 \text{ KN.}}$$

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

▪ **Calcul de la quantité d'acier :**

$$A = F / \sigma_{st} \quad \text{avec} \quad \sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}), \quad \eta = 1.6$$

$$\sigma_{st} = 215.56 \text{ MPa.}$$

$$A = 58050 / 2155.6 = 26.30 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend} \quad A = 10\text{HA}20 = 31.42 \text{ cm}^2$$

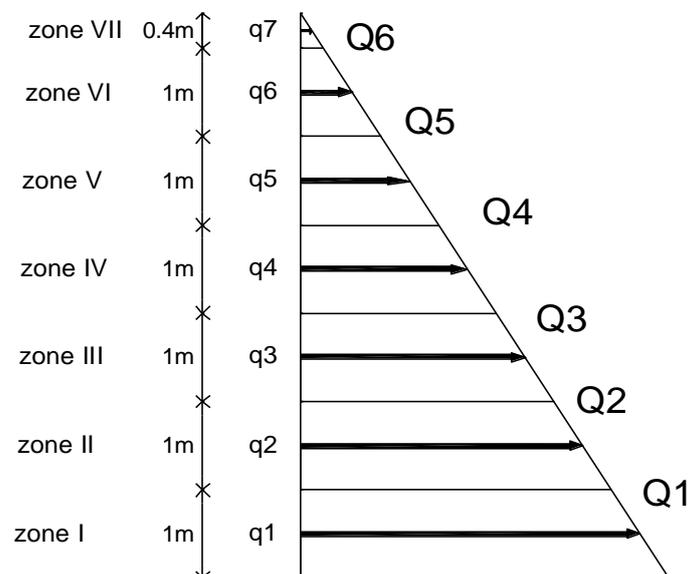
$$\sigma_b (B + 15A) \geq F \implies B \geq (F - 15\sigma_b A) / \sigma_b$$

$$B \geq (58050 - 15 \times 20 \times 31.42) / 20 = 2431.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } B = 0.7 \times 0.5 \text{ m}^2$$

### 3.4. Les parois (voile circulaire du réservoir)

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= 6.4m**.



**Figure 11:** Evaluation de la pression hydrostatique sur le voile.

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

$\gamma$ : 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 :

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

$$Q_2 = \frac{q_2 + q_3}{2} \text{ Pour la zone II}$$

$$Q_3 = \frac{q_3 + q_4}{2} \text{ Pour la zone III}$$

$$Q_4 = \frac{q_4 + q_5}{2} \text{ Pour la zone IV}$$

$$Q_5 = \frac{q_5 + q_6}{2} \text{ Pour la zone V}$$

$$Q_6 = \frac{q_6 + q_7}{2} \text{ Pour la zone VI}$$

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

$$\text{Zone I : } F_1 = \frac{Q_1 \times D}{2}$$

$$\text{Zone II : } F_2 = \frac{Q_2 \times D}{2}$$

$$\text{Zone III : } F_3 = \frac{Q_3 \times D}{2}$$

$$\text{Zone IV : } F_4 = \frac{Q_4 \times D}{2}$$

$$\text{Zone V : } F_5 = \frac{Q_5 \times D}{2}$$

$$\text{Zone VI : } F_6 = \frac{Q_6 \times D}{2}$$

$$\text{Zone VII : } F_7 = \frac{Q_7 \times D}{2}$$

- **Les pressions :**

$$q_1 = \gamma \times h_1 = 1000 \times 6.4 \quad q_1 = 6400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = \gamma \times h_2 = 1000 \times 5.4 \quad q_2 = 5400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_3 = \gamma \times h_3 = 1000 \times 4.4 \quad q_3 = 4400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_4 = \gamma \times h_4 = 1000 \times 3.4 \quad q_4 = 3400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_5 = \gamma \times h_5 = 1000 \times 2.4 \quad q_5 = 2400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_6 = \gamma \times h_6 = 1000 \times 1.4 \quad q_6 = 1400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_7 = \gamma \times h_7 = 1000 \times 0.4 \quad q_7 = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_8 = \gamma \times h_8 = 1000 \times 0 \quad q_8 = 0 \text{ kg/m}^2$$

- **Les pressions moyennes :**

$$Q_1 = (q_1 + q_2)/2 = (6400 + 5400)/2 \quad Q_1 = 5900 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_2 = (q_2 + q_3)/2 = (5400 + 4400)/2 \quad Q_2 = 4900 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_3 = (q_3 + q_4)/2 = (4400 + 3400)/2 \quad Q_3 = 3900 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_4 = (q_4 + q_5)/2 = (3400 + 2400)/2 \quad Q_4 = 2900 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_5 = (q_5 + q_6)/2 = (2400 + 1400)/2 \quad Q_5 = 1900 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_6 = (q_6 + q_7)/2 = (1400 + 400)/2 \quad Q_6 = 900 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_7 = (q_7 + q_8)/2 = (400 + 0)/2 \quad Q_7 = 200 \text{ kg/m}^2$$

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

$$F = Q \times r \quad / r: \text{ rayon du réservoir}$$

$$F_1 = Q_1 \times r = 5900 \times 10 \quad F_1 = 59000 \text{ kg}$$

$$F_2 = Q_2 \times r = 4900 \times 10 \quad F_2 = 49000 \text{ kg}$$

$$F_3 = Q_3 \times r = 3900 \times 10 \quad F_3 = 39000 \text{ kg}$$

$$F_4 = Q_4 \times r = 2900 \times 10 \quad F_4 = 29000 \text{ kg}$$

$$F_5 = Q_5 \times r = 1900 \times 10 \quad F_5 = 19000 \text{ kg}$$

$$F_6 = Q_6 \times r = 900 \times 10 \quad F_6 = 9000 \text{ kg}$$

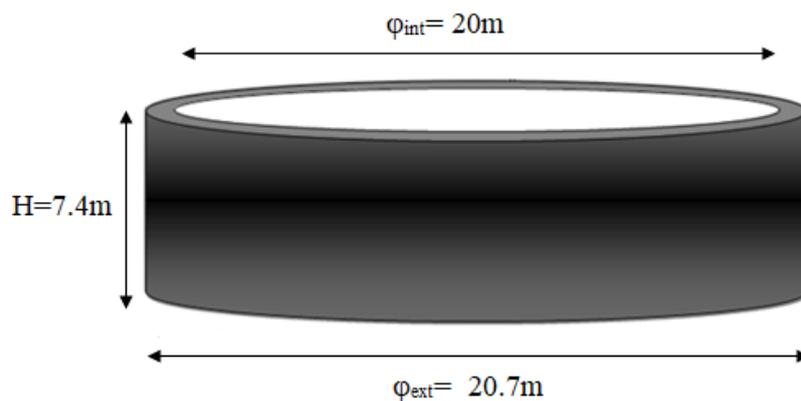
$$F_7 = Q_7 \times r = 200 \times 10 \quad F_7 = 2000 \text{ kg}$$

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

Le diamètre intérieur du voile:  $\varphi_{\text{int}} = 20\text{m}$ .

Le diamètre extérieur du voile:  $\varphi_{\text{ext}} = 20.7\text{m}$ .

La hauteur du voile:  $H = 7.4\text{m}$ .



**Figure 12:** Représentation de la paroi de réservoir.

Soit :

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

- Le poids du béton :

$$P_b = (\pi/4) h (\varphi_{\text{ext}}^2 - \varphi_{\text{int}}^2) \gamma_b$$

$$P_b = (3.14/4) \times 7.4 \times (20.7^2 - 20^2) \times 30$$

$$P_b = 4964.95 \text{ KN.}$$

- Le poids d'enduit :

$$P_{en} = 2 \pi (\varphi_{int}/2) h e \gamma_e$$

$$P_{en} = 2 \times 3.14 \times (20/2) \times 7.4 \times 0.02 \times 10$$

$$P_{en} = \mathbf{92.94 \text{ KN.}}$$

D'où :  $P_p = P_b + P_{en}$

$$P_p = \mathbf{5057.9 \text{ KN.}}$$

- La charge permanente:  $G = P_p = \mathbf{5057.9 \text{ KN}}$

- La charge d'exploitation :  $Q_{paroi} = 1 \times S$  Avec

Avec  $S_{paroi} = (3.14/4) \times (20.7^2 - 20^2) = \mathbf{22.36 \text{ m}^2}$

$$Q_{paroi} = \mathbf{22.36 \text{ KN.}}$$

### 3.5. Poids de l'eau

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

$$\text{Volume d'eau} \quad V = \pi \varphi_{int}^2 h / 4$$

$$V = (3.14 \times 20^2 \times 6.4) / 4 = \mathbf{2009.6 \text{ m}^3}$$

Donc:  $P_{eau} = 10 \times 2009.6 = \mathbf{20096 \text{ KN.}}$

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

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

<b>Elément</b>	<b>Poids (KN)</b>
Lanterneau	16.48
Coupole	1592.36
Ceinture	675.9
Parois	5057.9
Eau	20096

**Tableau 5:** Le poids des différents éléments du réservoir.

Le poids du réservoir vide est :  $P_{vd} = 7342.64 \text{ KN}$ .

Le poids du réservoir plein est :  $P_{pl} = 27438.64 \text{ KN}$ .



***Chapitre III :***  
***Etude des elements***  
***secondaires***

## Chapitre III : Etude des éléments secondaires

### 1. Calcul de lanterneau

#### 1.1. Calcul de la dalle de lanterneau

- Description

La dalle de lanterneau est une plaque circulaire de 0.1m d'épaisseur et de 1.8 m de diamètre qui s'appuie sur la circonférence du voile circulaire ; tel montre le schéma suivant :

Schéma statique :

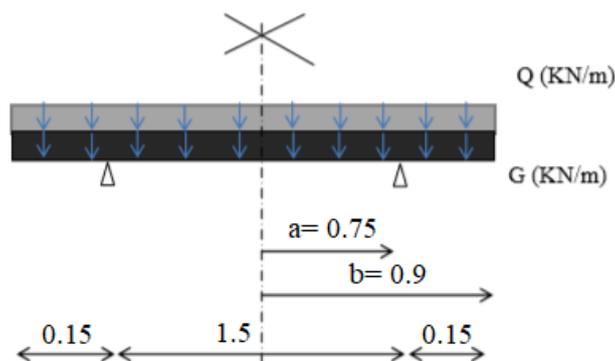


Figure 13: Schéma statique de la dalle reposant sur le voile.

- 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 =  $\gamma_b \times e = 30 \times 0.1 = 3 \text{ KN/m}^2$ .

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

$G = 3 + 0.32 = 3.32 \text{ KN/m}^2$ .

$Q$ : La charge d'exploitation =  $1 \text{ KN/m}^2$ . [7]

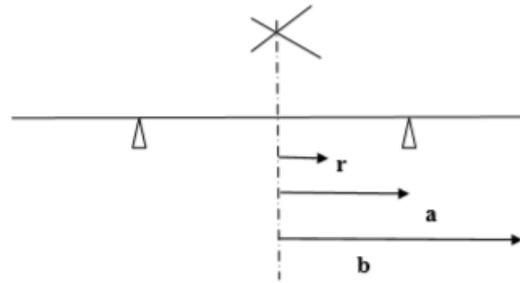
$P_u = (1.35 \times 3.32) + (1.5 \times 1)$

$P_u = 5.98 \text{ KN/m}^2.$

$P_s = 3.32+1$

$P_s = 4.32 \text{ KN/m}^2.$

- Calcul des moments fléchissant:



- ♦ Les moments radiaux  $M_r$  : [10]

Pour  $0 \leq r \leq a$ :

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

Pour  $a \leq r \leq b$ :

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

Avec:  $e = r/a = r/0.75$

$$B = b/a = 0.9/0.75 = 1.2$$

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

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

		ELU	ELS
		$P_u=5.98 \times 10^{-3} \text{ (KN/m}^2)$	$P_s=4.32 \times 10^{-3} \text{ (KN/m}^2)$
r(m)	e=r/a	$M_r \text{ (MN.m)}$	$M_r \text{ (MN.m)}$
0	0	$50.24 \times 10^{-5}$	$40.15 \times 10^{-5}$
a=0.75	1	$-12.83 \times 10^{-5}$	$-8.44 \times 10^{-5}$
b=0.9	1.2	0	0

Tableau 6: Résumé des résultats.

♦ Les moments tangentiels  $M_t$  : [10]

Pour  $0 \leq r \leq a$  :

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

Pour  $a \leq r \leq b$  :

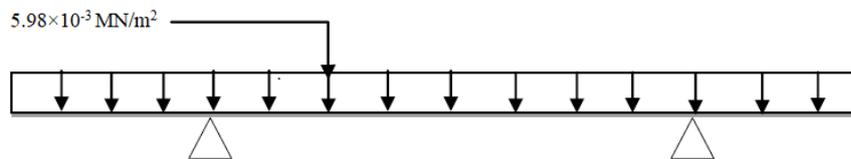
$$M_t = Pa^2/16[2(1-\nu) - (1-5\nu) B^2 - 4(1+\nu) B^2 \ln B - (1+3\nu) e^2 + 2(1-\nu) B^2/e^2 + 4(1+\nu) B^2 \ln e]$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

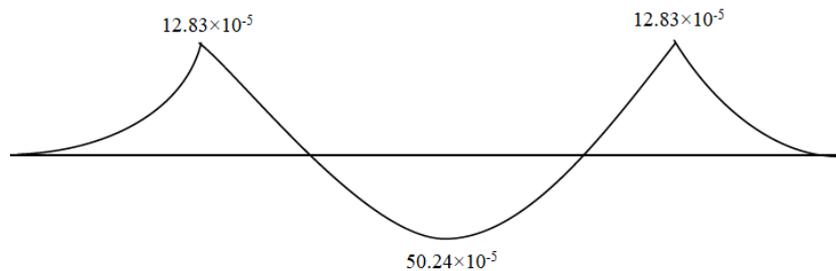
		ELU	ELS
		$P_u = 5.98 \times 10^{-3} \text{ (MN/m}^2\text{)}$	$P_s = 4.32 \times 10^{-3} \text{ (MN/m}^2\text{)}$
r(m)	e=r/a	$M_t \text{ (MN.m)}$	$M_t \text{ (MN.m)}$
0	0	$50.24 \times 10^{-5}$	$40.15 \times 10^{-5}$
a=0.75	1	$29.22 \times 10^{-5}$	$15.85 \times 10^{-5}$
b=0.9	1.2	$23.55 \times 10^{-5}$	$13.60 \times 10^{-5}$

Tableau 7: Résumé des résultats.

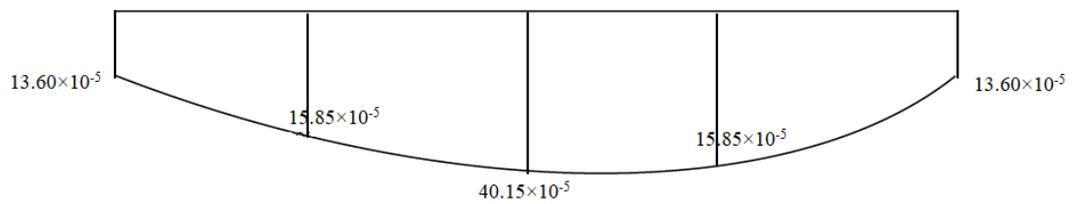
▪ À l'ELU:



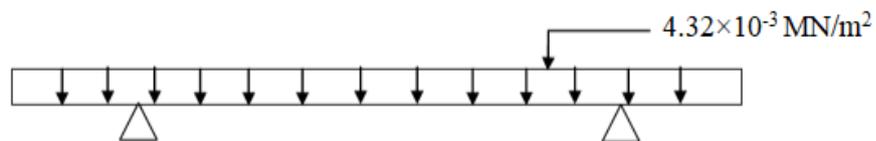
$M_r$  :



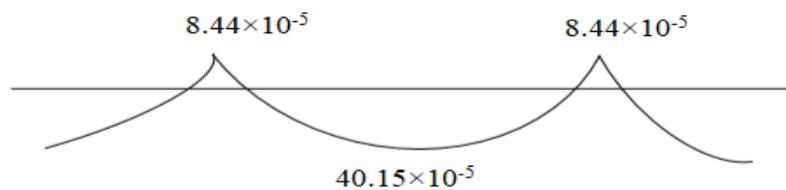
$M_t$  :



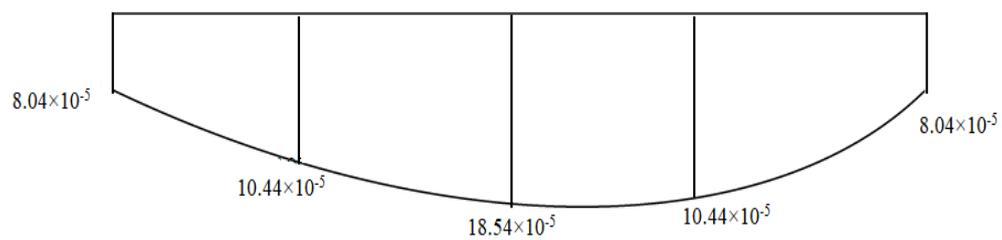
▪ À PELS:



$M_r$  :



$M_t$  :



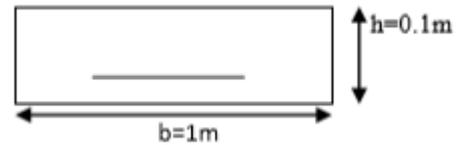
**Figure 14:** Diagramme des moments radiaux et tangentiels.

❖ **Le ferrailage:**

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

On a :

- ✦  $b = 1\text{m}$
- ✦  $h = 0.1\text{m}$
- ✦  $b = 1\text{m}$
- ✦  $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.1 = 0.09\text{m}$
- ✦  $f_c = 400\text{MPa}$
- ✦  $\gamma_s = 1.15$
- ✦  $\gamma_b = 1.5$
- ✦  $f_{bu} = 0.85f_{c28} / \gamma_b = 17\text{MPa}$
- ✦  $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348\text{MPa}$



◆ **Les armatures radiales:**

➤ **Les armatures inférieures (nappe inférieure):**

▪ **À l'ELU:**

$$M_{ru} = 0.0005024 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_u / bd^2f_{bu} = 0.0005024 / (1 \times 0.09^2 \times 17)$$

$$\mu_{bu} = 0.00365$$

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

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

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] \rightarrow \alpha = 0.00457$$

$$\beta = [1 - 0.4\alpha] \rightarrow \beta = 0.998$$

$$A = M_u / (\sigma_s \times \beta \times d) = 0.0004520 / (348 \times 0.998 \times 0.09)$$

$$A = 0.160\text{cm}^2$$

$A_{min}$  : 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: [4], [12]**

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

$$\longrightarrow A_s \geq 0.23 \times 1 \times 0.09 \times 2.4 / 400$$

$$\longrightarrow A_s \geq 1.242 \text{cm}^2$$

Donc, la section de ferrailage minimale est :  $A_s = 1.242 \text{cm}^2$

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

$$A_s = 1.242 \text{cm}^2 \longrightarrow \text{on choisit } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{cm}^2$$

**Espacement des barres:**

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 10, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

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

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

On a :

$$M_{\text{ser}} = 0.0000844 \text{ MN.m et } A = 1.51 \text{ cm}^2.$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \sigma'_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \sigma_{bc} (d-y)/y \leq \sigma'_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 216 \text{ MPa.}$$

- ✓ **La position de l'axe neutre:**

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

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

$$\frac{50}{2} 15^2 + 15 \times 1.51 y - 15 \times 1.51 \times 0.09 \times 10^2 = 0$$

$$25y^2 + 22.65y - 203.85 = 0$$

$$y = 2.44 \text{ cm}$$

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

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

$$I = \frac{100}{3} (2.44)^3 + 15 \times 1.51 (9 - 2.44)^2$$

$$I = 1458.94 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = (0.0004015 / 1458.94 \times 10^{-8}) \times 2.44 \times 10^{-2} = 0.671 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.671 \times [(0.09 - 2.44 \times 10^{-2}) / 2.44 \times 10^{-2}] = 27.06 \text{ MPa} < 216 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérifié.}$$

➤ **Les armatures supérieures (nappe supérieure):**▪ **À l'ELU:**

$$M_{ru} = 0.0001283 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_u / bd^2 f_{bu} = 0.0001283 / (1 \times 0.09^2 \times 17)$$

$$\mu_{bu} = 0.00093$$

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

$\implies A' = 0$  ( $A'_s$  les armatures comprimées sont nuls).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}] \longrightarrow \alpha = 0.0016$$

$$\beta = [1 - 0.4\alpha] \longrightarrow \beta = 0.999$$

$$A = M_u / (\sigma_s \times \beta \times d) = 0.0001283 / (348 \times 0.998 \times 0.09)$$

$$A = 0.041 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\longrightarrow A_s \geq 0.23 \times 1 \times 0.09 \times 2.4 / 400$$

$$\longrightarrow A_s \geq 1.242 \text{ cm}^2$$

Donc, la section de ferrailage minimale est :  $A_s = 1.242 \text{ cm}^2$

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

$$A_s = 1.242\text{cm}^2 \longrightarrow \text{On choisit } 3\text{HA8} = 1.51\text{cm}^2$$

### Espacement des barres:

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 10, 33\text{cm})$$

$$S_t \leq 30\text{cm}$$

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

#### ▪ À l'ELS:

#### • Vérification des contraintes :

On a :

$$M_{\text{ser}} = 0.0001283\text{MN.m} \text{ et } A = 1.51 \text{ cm}^2.$$

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

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \sigma'_{\text{bc}} = 0.6 f_{c28} = 18\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \sigma_{\text{bc}} (d-y)/y \leq \sigma'_s = \min(2/3 f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) = 216 \text{ MPa}$$

#### ✓ La position de l'axe neutre:

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

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

$$\frac{50}{2} 15^2 + 15 \times 1.51 y - 15 \times 1.51 \times 0.09 \times 10^2 = 0$$

$$25y^2 + 22.65y - 203.85 = 0$$

$$y = 2.44 \text{ cm}$$

#### ✓ Le moment d'inertie de la section:

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

$$I = \frac{100}{3} (2.44)^3 + 15 \times 1.51 (9 - 2.44)^2$$

$$I = 1458.94 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = (0.0001283/1458.94 \times 10^{-8}) \times 2.44 \times 10^{-2} = 0.215 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérfié.}$$

$$\sigma_s = 15 \times 0.215 \times [(0.09 - 2.44 \times 10^{-2})/2.44 \times 10^{-2}] = 8.67 \text{ MPa} < 216 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérfié.}$$

- Les armatures circulaires (cerces):

- À l'ELU:

$$M_{ru} = 0.0005024 \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = M_u / b d^2 f_{bu} = 0.0005024 / (1 \times 0.09^2 \times 17)$$

$$\mu_{bu} = 0.00364$$

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

$\implies A' = 0$  ( $A'_s$  les armatures comprimées sont nuls).

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}] \longrightarrow \alpha = 0.0045$$

$$\beta = [1 - 0.4\alpha] \longrightarrow \beta = 0.998$$

$$A = M_u / (\sigma_s \times \beta \times d) = 0.0005024 / (348 \times 0.998 \times 0.09)$$

$$A = 0.160 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité:

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

$$\longrightarrow A_s \geq 0.23 \times 1 \times 0.09 \times 2.4 / 400$$

$$\longrightarrow A_s \geq 1.242 \text{ cm}^2$$

Donc, la section de ferrailage minimale est:  $A_s = 1.242 \text{ cm}^2$

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

$$A_s = 1.242 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On choisit } 3\text{HA8/ml.}$$

**Espacement des barres:**

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

1.80 m → 4HA8

On prend  $S_t = 40$  cm

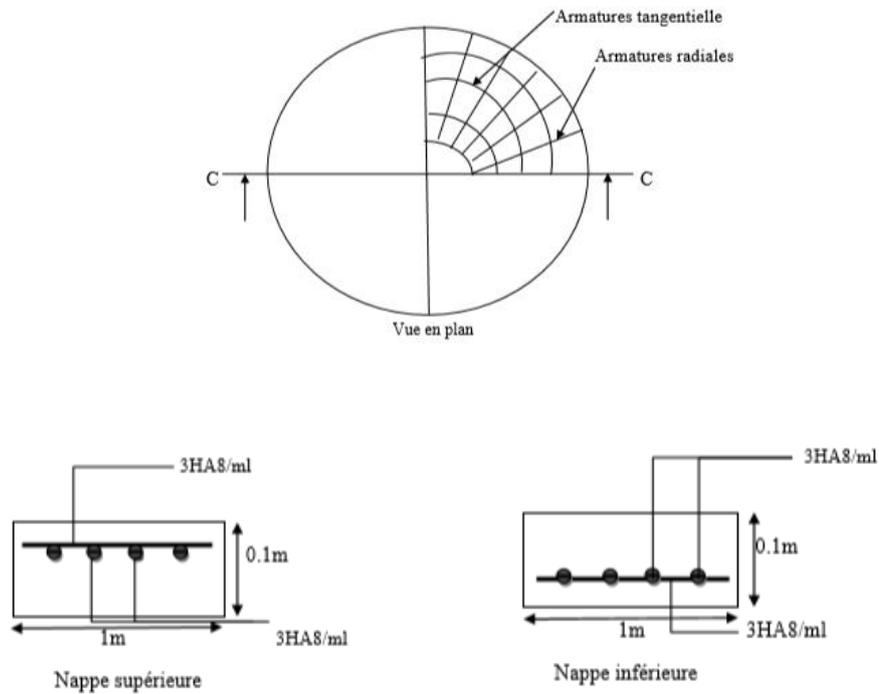


Figure 15: Schéma de ferrailage de la dalle circulaire de lanterneau.

## 1.2. Calcul du voile circulaire

- Description

Le voile est de forme cylindrique de diamètre extérieur 160cm, de diamètre intérieur 140cm et de hauteur 80cm, on néglige l'effet du vent sur le voile puisque il a une petite hauteur, par conséquent le voile sera soumis à la compression.

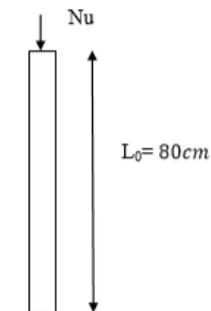


Figure 16: Schéma statique du voile circulaire.

❖ **les valeurs des charges:**

La charge permanente :  $G = 16.48 \text{ KN}$ .

La charge d'exploitation :  $Q = 2.54 \text{ KN}$ .

❖ **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.

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 \times 16.48 + 1.5 \times 2.54$$

$$N_u = 26.19 \text{ KN}.$$

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

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

❖ **Le ferrailage:**

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

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

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

$$I_{\min} = \frac{\pi}{64} [D_{\text{ext}}^4 - D_{\text{int}}^4] = \frac{3.14}{64} [1.6^4 - 1.4^4]$$

$$I_{\min} = 0.133 \text{ m}^4.$$

$B$ : la section du voile cylindrique; tel que:

$$I_{\min} = \frac{\pi}{4} [D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2] = \frac{3.14}{4} [1.6^2 - 1.4^2]$$

$$B = 0.471 \text{ m}^2.$$

$i$ : rayon de giration, tel que:

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \longrightarrow i = \sqrt{\frac{0.133}{0.471}}$$

$$i = 0.531 \text{ m}.$$

$\lambda$ : l'élanement du voile cylindrique, tel que:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \longrightarrow \lambda = \frac{1.6}{0.531} \longrightarrow \lambda = 3.013 < 5$$

$$\alpha = 0.85/[1+0.2(\lambda/2)^2] \longrightarrow \alpha = 0.5846$$

### A. Les armatures longitudinales (armatures principales):

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

$N_u$  : l'effort normal ultime  $N_u = 26.19 \text{ KN}$ .

$$B_r = \frac{\pi}{4}[(D_{ext}-0.01)^2 - D_{int}^2] \longrightarrow B_r = \frac{3.14}{4}[(1.6-0.01)^2 - 1.4^2] \longrightarrow B_r = 0.4460 \text{ m}^2.$$

$N_{res}$  : l'effort normal résistant.

$$N_{res} = \alpha [B_r \frac{f_c 28}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s}]$$

$$N_u \leq N_{res} \longrightarrow N_u \leq \alpha [B_r \frac{f_c 28}{0.9 \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s}]$$

$$\longrightarrow A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} [\frac{N_u}{\alpha} - B_r \frac{f_c 28}{0.9 \gamma_b}]$$

$$\longrightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} [\frac{26.19 \times 10^{-3}}{0.5846} - 0.4460 \frac{30}{0.9 \times 1.5}]$$

$$\longrightarrow A_s \geq -0.026 \text{ m}^2 < 0$$

$A_s$  négative  $\longrightarrow$  On prend la section du ferrailage minimale.

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

Tel que:

U : périmètre moyen exprimé en mètre, et 4U en  $\text{cm}^2$ .

$$U = 2(R_{int} + R_{ext})/2 \longrightarrow U = 3.14 (0.7 + 0.8) = 4.71 \text{ m}.$$

$$U = 4.71 \text{ m}.$$

$$4U = 4 \times 4.71 = 18.84 \text{ cm}^2$$

B : la section totale du béton : **B= 0.471 m<sup>2</sup>**.

$$2B/1000 = 2 \times 0.471 / 1000 = 0.000942 \text{ m}^2 = \mathbf{9.42 \text{ cm}^2}.$$

$$A_{\min} = \max [18.84; 9.42]$$

$$\mathbf{A_{\min} = 18.84 \text{ cm}^2}.$$

On choisit **10HA16 = 20.110 cm<sup>2</sup>**.

**Espacement des barres:**

$$S_t = U/14 = 471/10$$

$$S_t = 47.1 \text{ cm}.$$

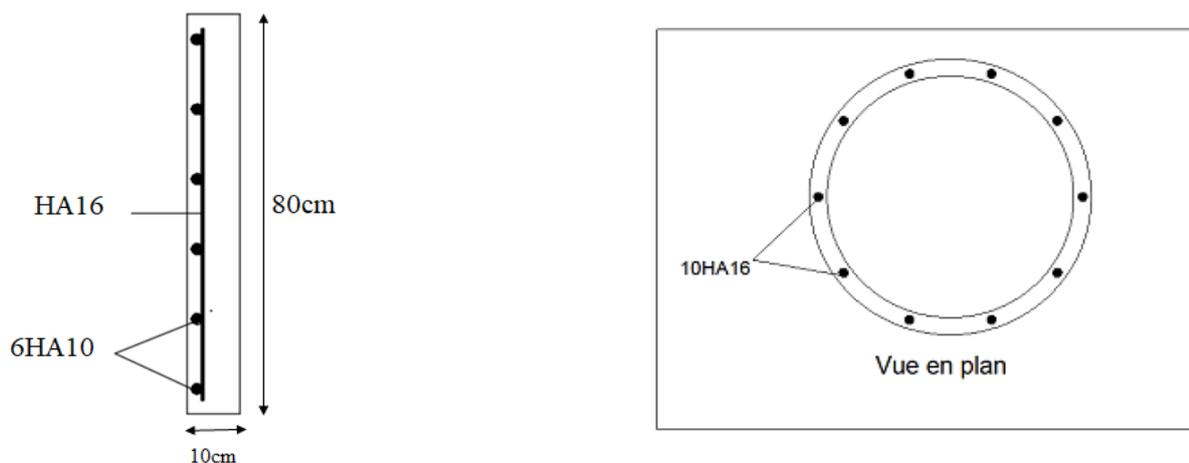
On prend **S<sub>t</sub> = 48 cm**.

**B. Les armatures transversales (armatures de répartition):**

$$A_t = A_{\min} / 4$$

$$A_t = 18.84/4$$

$$\mathbf{A_t = 4.71 \text{ cm}^2.} \quad \text{On prend } \mathbf{6HA10 = 4.71 \text{ cm}^2}.$$



**Figure 17:** Schéma de ferrailage de lanterneau.

## 2. Calcul de coupole de couverture

### 2.1. Introduction

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

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

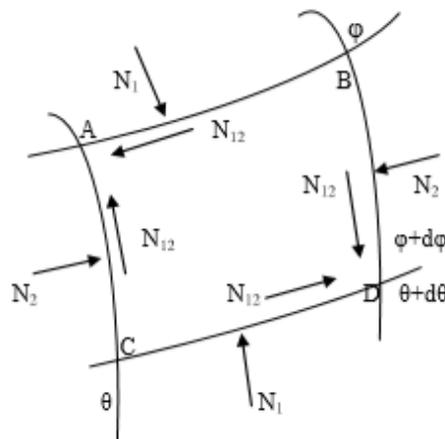
L'équilibre de la coque est régi par deux phénomènes:

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

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

### 2.2. Méthode de calcul [8]

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  $N_{12}$ , le rapport des contraintes normales du max tension  $N_1$ ,  $N_2$  à pour ordre de grandeur  $h/k$  ce rapport est donc petit, nous devons donc négliger les moments fléchissant.



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

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

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

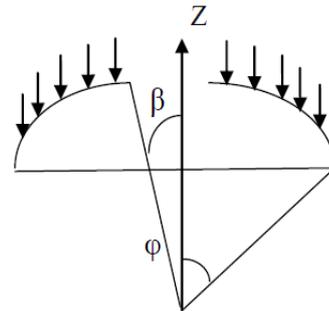
$N_{12}$ : c'est un effort de cisaillement par unité de longueur qui s'exerce suivant une parallèle ou un méridien, il est nul en raison de la symétrie.

### 2.3. Calcul des tensions

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

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

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

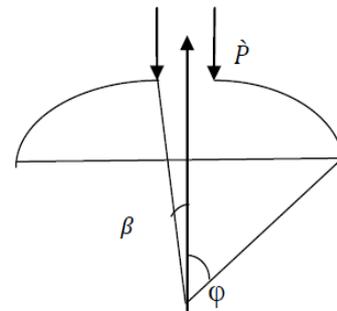


- L'effet de la charge concentrée P' donne lieu aux tensions : P'

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

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

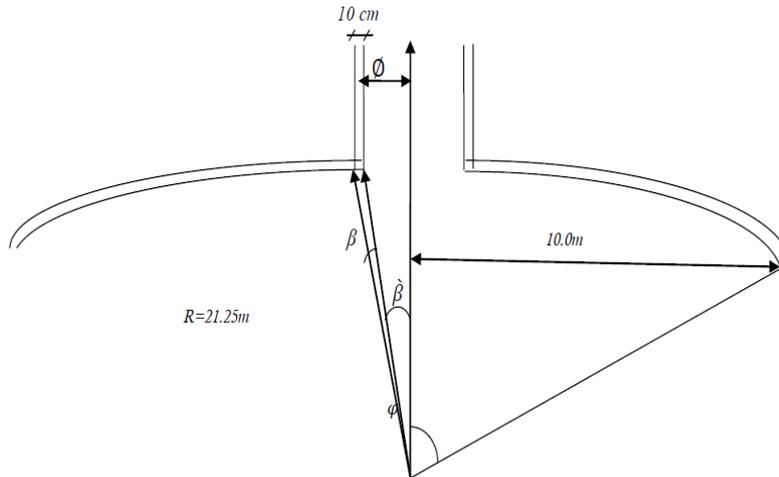
$\dot{P}$ : La charge de lanterneau sur la coupole.



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

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

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



- **Calcul des paramètres  $\beta$  et  $\varphi$ :**

$$\varnothing = 0.7\text{m}$$

$$R_c = 21.25\text{m}$$

$$\sin \beta = \frac{\varnothing/2}{R_c} = \frac{0.7/2}{21.25} \implies \sin \beta = 0.0164 \implies \beta = 0.944^\circ$$

$$\sin \varphi = \frac{10}{R_c} = \frac{10}{21.25} \implies \sin \varphi = 0.471 \implies \varphi = 28.07^\circ$$

Selon la montée de la coupole on distingue :

Coupole surbaissée  $\implies f < D/2$

Coupole cintré  $\implies f = D/2$

Coupole surhaussée  $\implies f > D/2$

Or :  $f = 2.5\text{m}$  et  $D = 20\text{m} \implies f = 2.5\text{m} < D/2 = 10\text{m} \implies$  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 :  $P = G = 0.478 \text{ t/m}^2$

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 les quelles s'appuie le lanterneau.

**Calcul de  $P'$  (t/ml) :**

**Poids de lanterneau (t/ml)**

**1-La dalle circulaire :**

Le poids de la dalle est :  $P_d = 0.763 \text{ t}$ .

Le périmètre de la dalle :  $p_{rd} = 2 \pi r = 2 \times 3.14 \times 0.9 = 5.652 \text{ m}$

$p_1 = P_d/p_{rd} = 0.763/5.652 = 0.135 \text{ t/ml}$ .

**2- Le voile circulaire:**

Le poids du voile est:  $P_v = 0.904 \text{ t}$ .

Le périmètre du voile  $P_{rv} = \pi \times D = 3.14 \times 1.6 = 5.024 \text{ m}$ .

$p_2 = P_v/P_{rv} = 0.904 / 5.024 = 0.180 \text{ t/ml}$ .

**3- L'étanchéité:**

Le poids de l'étanchéité sur la dalle circulaire est:  $P_e = 0.081 \text{ t}$ .

$p_3 = P_e/p_{rd} = 0.081/5.652 = 0.014 \text{ t/ml}$

Donc:  $P_t = p_1 + p_2 + p_3 = 0.135 + 0.180 + 0.014 = 0.329 \text{ t/ml}$ .

D'où :  $P_g = 0.329 \text{ t/ml}$ .

$p_q = Q/p_{rd} = 0.329/5.652 = 0.058 \text{ t/ml}$

- **Calcul les efforts  $N_1$  et  $N_2$  :**

✓ **Bord inférieur :**

1. Sous le poids propre P :

Formules	Données	Effort (t/ml)
$N_1 = \frac{-PR(\cos\beta - \cos\varphi)}{\sin^2\varphi}$	P = 0.478 t/ml R = 21.25m	N <sub>1</sub> = -5.389
$N_2 = PR\left(\frac{\cos\beta - \cos\varphi}{\sin^2(\varphi)} - \cos\varphi\right)$	β = 0.944° φ = 28.07°	N <sub>2</sub> = -3.572

2. Sous la charge q :

Formules	Données	Effort (t/ml)
$N_1 = \frac{-qR(\sin^2\varphi - \sin^2\beta)}{2\sin^2\varphi}$	q = 0.1 t/ml R = 21.25 m	N <sub>1</sub> = -1.06
$N_2 = \frac{qR(\sin^2\varphi - \sin^2\beta)}{2\sin^2\varphi} - qR\cos^2\varphi$	β = 0.944° φ = 28.07°	N <sub>2</sub> = -0.593

3. Sous la charge concentrée P' :

Formules	Données	Effort (t/ml)	
		G	Q
$N_1 = -\frac{\dot{P}\sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)}$	$\dot{P}_g = 0.329$ t/ml $\dot{P}_q = 0.058$ m/l β = 0.944°	N <sub>1</sub> = -0.024	N <sub>2</sub> = -0.00432
$N_2 = \frac{\dot{P}\sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)}$	φ = 28.07°	N <sub>1</sub> = 0.024	N <sub>2</sub> = 0.00432

**Remarque:** Le signe (-) indique la compression.

Le signe (+) indique la traction.

✓ **Bord supérieur :** On a :  $\varphi = \beta = 0.944^\circ$

1. Sous la charge P :

Formules	Données	Effort (t/ml)
$N_1 = \frac{-PR(\cos\beta - \cos\varphi)}{\sin^2\varphi}$	$P = 0.478 \text{ t/ml}$ $R = 21.25\text{m}$ $\varphi = \beta = 0.944^\circ$	$N_1 = 0$
$N_2 = PR\left(\frac{\cos\beta - \cos\varphi}{\sin^2(\varphi)} - \cos\varphi\right)$		$N_2 = -10.156$

2. Sous la charge q :

Formules	Données	Effort (t/ml)
$N_1 = \frac{-qR(\sin^2\varphi - \sin^2\beta)}{2\sin^2\varphi}$	$q = 0.1 \text{ t/ml}$ $\varphi = \beta = 0.944^\circ$ $R = 21.25\text{m}$	$N_1 = 0$
$N_2 = \frac{qR(\sin^2\varphi - \sin^2\beta)}{2\sin^2\varphi} - qR\cos^2\varphi$		$N_2 = -2.124$

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

Formules	Données	Effort (t/ml)	
		G	Q
$N_1 = -\frac{\dot{P}\sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)}$	$\dot{P}_g = 0.329 \text{ t/ml}$ $\dot{P}_q = 0.058 \text{ m/l}$ $\varphi = \beta = 0.944^\circ$	$N_1 = -19.970$	$N_1 = -3.520$
$N_2 = \frac{\dot{P}\sin(\beta)}{\sin^2(\varphi)}$		$N_2 = 19.970$	$N_2 = 3.520$

**Résumé :**✓ **Bord inférieur :**

	Poids propre P(t/ml)	Surcharge q (t/ml)	Charges concentrées P'(t/ml)	
			G	Q
<b>N<sub>1</sub></b>	N <sub>1</sub> = -5.389	N <sub>1</sub> = -1.06	N <sub>1</sub> = -0.024	N <sub>1</sub> = -0.00432
			N <sub>2</sub> = 0.024	N <sub>2</sub> = 0.00432
<b>N<sub>2</sub></b>	N <sub>2</sub> = -3.752	N <sub>2</sub> = -0.593	N <sub>2</sub> = 0.024	N <sub>2</sub> = 0.00432

✓ **Bord supérieur :**

	Poids propre P(t/ml)	Surcharge q (t/ml)	Charges concentrées P'(t/ml)	
			G	Q
<b>N<sub>1</sub></b>	N <sub>1</sub> = 0	N <sub>1</sub> = 0	N <sub>1</sub> = -19.970	N <sub>1</sub> = -3.520
			N <sub>2</sub> = 19.970	N <sub>2</sub> = 3.520
<b>N<sub>2</sub></b>	N <sub>2</sub> = -10.156	N <sub>2</sub> = -2.124	N <sub>2</sub> = 19.970	N <sub>2</sub> = 3.520

• **Combinaison des efforts:**

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

Les efforts	Bord inférieur		Bord supérieur	
	ELU	ELS	ELU	ELS
<b>N<sub>1</sub></b>	-7.553	-6.477	-31.712	-23.490
<b>N<sub>2</sub></b>	-5.916	-4.317	14.815	11.210

**Tableau 8:** Combinaison des efforts à l'ELU et ELS.

## 2.4. Ferrailage de la coupole

- **Les efforts suivant les méridiens :**

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

$$N_1 = 31.712 \times 10^{-2} \text{ MN/ml.}$$

La section des aciers est donnée par :

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

$$A_s \geq \frac{0.31712 - 0.15 \times 1 \times 17}{348}$$

Avec :  $Nu = 26.96 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$

$$B = 0.15 \text{ m}^2$$

$$f_{bu} = 17 \text{ MPa}$$

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

D'où :  $A_s \geq -64.16 \text{ cm}^2 < 0 \implies$  On devra disposer une section d'armature minimale :

$$A_{\min} = \max(4U, 2B/1000) \text{ Avec } U = 2(b+h) = 2(0.15+1) = 2.3 \text{ m}$$

$$\implies A_{\min} = \max(4 \times 2.3, 3) \implies A_{\min} = 9.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit  $A_s = 6\text{HA}14/\text{ml} = 9.234 \text{ cm}^2$

**Espacement : 15 cm**

- **Ferrailage suivant les parallèles :**

✓ **Effort de compression :**

$$Nu = 5.916 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

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

$$A_s \geq \frac{0.05916 - 0.15 \times 1 \times 17}{348} \implies A_s = -71.58 \text{ cm}^2 < 0$$

$\implies$  On prévoit un ferrailage minimum :  $A_{\min} = 9.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Soit  $A_s = 6\text{HA}14/\text{ml} = 9.234 \text{ cm}^2$ .

✓ **Effort de traction :**

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

**ELU :**

$$N_u = 14.815 \times 10^{-2} \text{ MN/m.}$$

$$A_u = \frac{N_u}{\sigma_{sc}} = \frac{0.14815}{348} = 4.26 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

**ELS :**

$$N_{ser} = 11.210 \times 10^{-2} \text{ MN/ml}$$

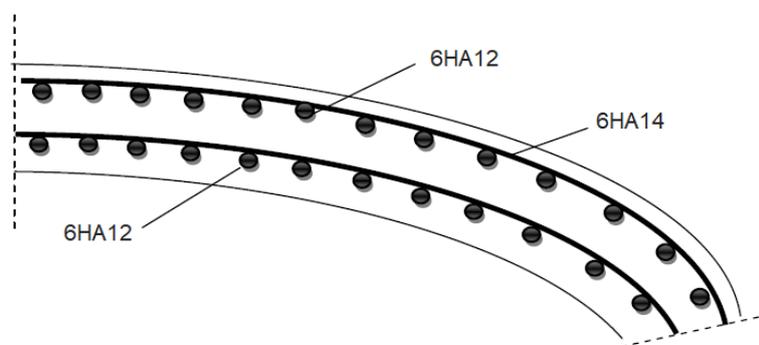
$$A_{ser} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}}$$

$$\bar{\sigma} = \min(2/3f_c; 90\sqrt{\eta ft_j}) = 176.36 \text{ MPa}$$

$$A_{ser} = \frac{0.11210}{176.36} = 6.36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit : **6HA12 = 6.79cm<sup>2</sup>/ml**

**Espacement : 15 cm**



**Figure 18:** Schéma de ferrailage de la coupole.



*Chapitre IV :*  
*Etude des éléments*  
*porteurs*

## Chapitre IV : Etude des éléments porteurs

### 1. Etude de la ceinture circulaire

#### 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.

#### 1.2. Determination des efforts

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

$$\sin \varphi = \frac{10}{21.25}$$

$$\varphi = 28.07^\circ$$

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

Sous le poids de la coupole :

$$N_{\varphi g} = \frac{-4.78 \times 10^{-3} \times 21.25}{(1+\cos 28.07)} = -53.96 \times 10^{-3} \text{ MN.}$$

Sous la charge d'exploitation q:

$$N_{\varphi q} = \frac{-1 \times 10^{-3} \times 21.25}{(1+\cos 28.07)} = -11.29 \times 10^{-3} \text{ MN.}$$

à l'ELU:  $N_{\varphi u} = 89.79 \times 10^{-3} \text{ MN.}$

à l'ELS:  $N_{\varphi s} = 65.25 \times 10^{-3} \text{ MN.}$

On a:

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

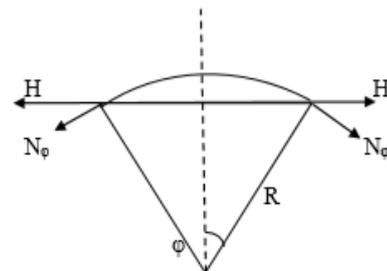
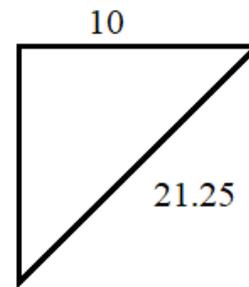
H: effort suivant le meridian

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

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

♦ ELU:

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



**Figure 19:** Représentation des efforts ente la coupole et ceinture.

$$\implies N_u = 89.79 \times 10^{-3} \times \cos(28.07) \times 21.25 = 1.683 \text{ MN/ml.}$$

$$A_u = \frac{N_u}{\sigma_{sc}} \implies A_u = \frac{1.683}{348} \implies A_u = 48.36 \text{ cm}^2$$

◆ **ELS:**

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

$$\implies N_{ser} = 53.96 \times 10^{-3} \times \cos(28.07) \times 21.25 = 1.01 \text{ MN/ml.}$$

$$A_{ser} = \frac{N_{ser}}{\sigma_{sc}} \implies A_u = \frac{1.01}{348} \implies A_u = 29.02 \text{ cm}^2$$

◆ **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad B = 0.5 \times 0.7 = 0.35 \text{ m}^2$$

$$A_{CNF} \geq \frac{0.35 \times 2.4}{400} \implies A_{CNF} \geq 21 \text{ cm}^2$$

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

$$A_s = 48.36 \text{ cm}^2$$

On choisit **10HA25 = 49.090 cm<sup>2</sup>**

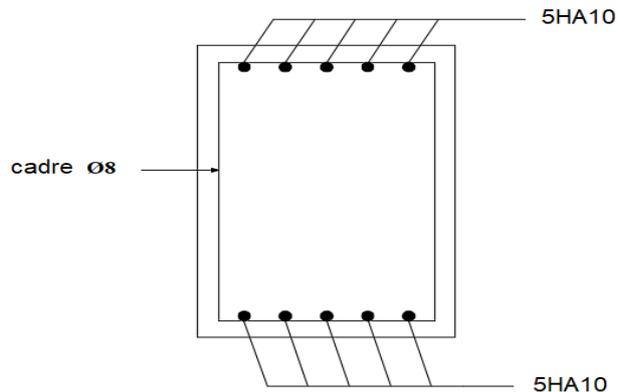
✓ **Vérification de la section de béton :**

$$B \leq \frac{A f_e}{f_{c28}}$$

$$B \leq \frac{49.090 \times 10^{-4} \times 400}{2.4} = 0.818 \text{ m}^2$$

Or :  $B = 0.35 \text{ m}^2 < 0.818 \text{ m}^2 \longrightarrow$  **Vérifié.**

**S<sub>t</sub> = 6 cm.**



**Figure 20:** Schéma de ferrailage de la ceinture.

## 2. 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** ». [8]

L'équation de la déformée est de la forme :

$$\omega(x) = \frac{q \times R^2}{2 \times E \times e} \times (2 - e^{-\beta b} \times \cos(\beta d) - e^{-\beta c} \cos(\beta c))$$

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

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

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

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

### Effort normal:

$$N = - E h \omega / R$$

### Moment de flexion:

$$M_x = - D \times \frac{d^2 \omega}{dx^2}$$

**Effort tranchant:**

$$T = -D \times \frac{d^3 \omega}{dx^3}$$

Sachant que:

$$q = k_{aq} \times \gamma_s \times h$$

$$b = 1.4 - x$$

$$c = x$$

$$E = 32164.195$$

$$e = 0.35\text{m}$$

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

$$D^4 = \frac{E \times e^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$B^4 = \frac{E \times e}{4 \times R \times D}$$

**2.1. Méthode de calcul**

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

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

**2.1.1. Calcul des éléments de réduction****2.1.1.1. Calcul des éléments de réduction sous la poussée des terres**

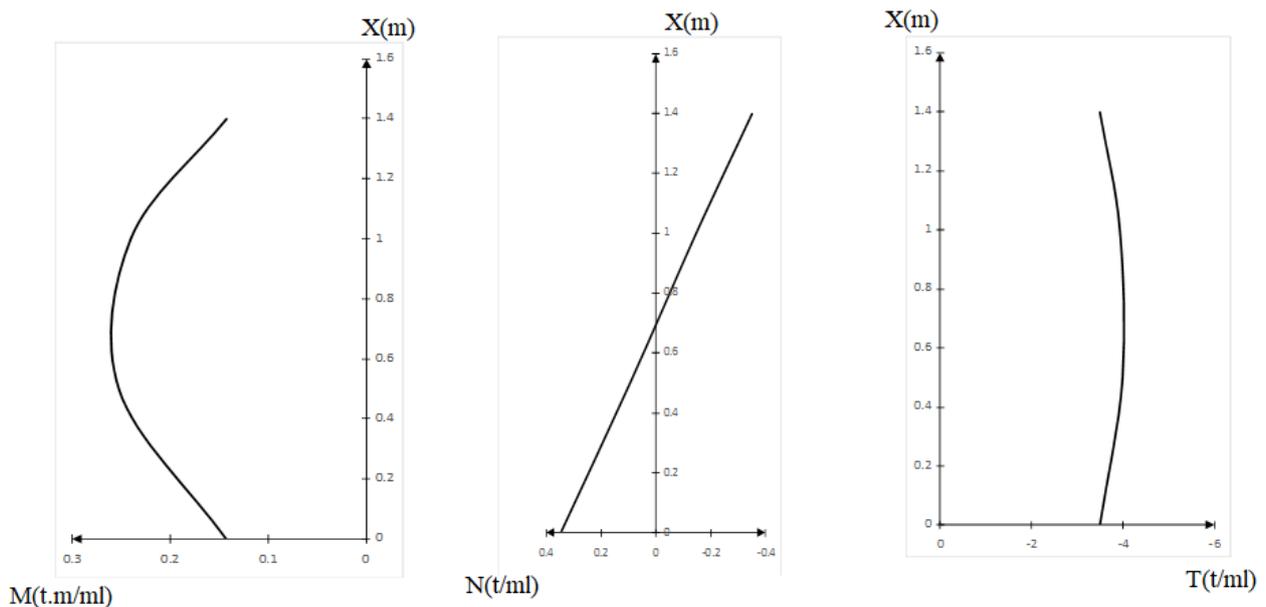
$$\gamma_{sol} = 1.83\text{t/m}^2 ; \nu = 0.2 ; \varphi = 29.14^\circ \text{ (Angle de frottement) [9]}$$

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

X(m)	M <sub>x</sub> (t.m/ml)	T (t/ml)	N (t/ml)
0	0.142	-3.483	0.349
0.5	0.252	-3.992	0.096
1	0.240	-3.932	-0.147
1.4	0.142	-3.483	-0.349

**Tableau 9:** Valeurs des sollicitations sous la poussée des terres.

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



**Figure 21:** Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée des terres

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

$\gamma_e = 1\text{t/m}^3$  ;  $h = 6.4\text{ m}$  (hauteur de liquide) ;  $e = 0.35\text{m}$  ;

$$M(x) = \frac{\gamma \times R \times h \times e}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \times [-e^{-\beta x} \sin(\beta x) \times \left(1 - \frac{1}{\beta \times h}\right) e^{-\beta x} \cos(\beta x)]$$

$$T(x) = \frac{dM}{dx}$$

$$T(x) = \frac{\gamma \times R \times h \times e}{\sqrt{12(1-\nu^2)}} \times [e^{-\beta x} (\cos(\beta x) - \sin(\beta x)) + \left(1 - \frac{1}{\beta \times h}\right) e^{-\beta x} (\cos(\beta x) + \sin(\beta x))] ]$$

$$N = \gamma \times R \times h \times \left[1 - \frac{x}{h} - \theta(\beta x) - \left(1 - \frac{1}{\beta \times h}\right) \xi(\beta x)\right]$$

x(m)	M <sub>x</sub> (t.m/ml)	T (t/ml)	N (t/ml)
0	5.118	0	11.718
0.4	2.352	3.093	8.220
0.8	0.491	9.835	5.252
1.2	-0.633	17.408	2.934
1.6	-1.20	24.099	1.262
2	-1.388	29.030	0.156
2.4	-1.331	31.905	-0.497
2.8	-1.143	32.794	-0.812
3.2	-0.900	31.972	-0.898
3.6	-0.776	29.796	-0.840
4	-0.542	26.632	-0.710
4.4	-0.345	22.800	-0.552
4.8	-0.192	18.569	-0.396
5.2	-0.041	14.135	-0.261
5.6	0.016	9.636	-0.152
6	0.050	5.158	-0.072
6.4	0.059	0.748	-0.018

**Tableau 10:** Valeurs des sollicitations sous la poussée de l'eau.

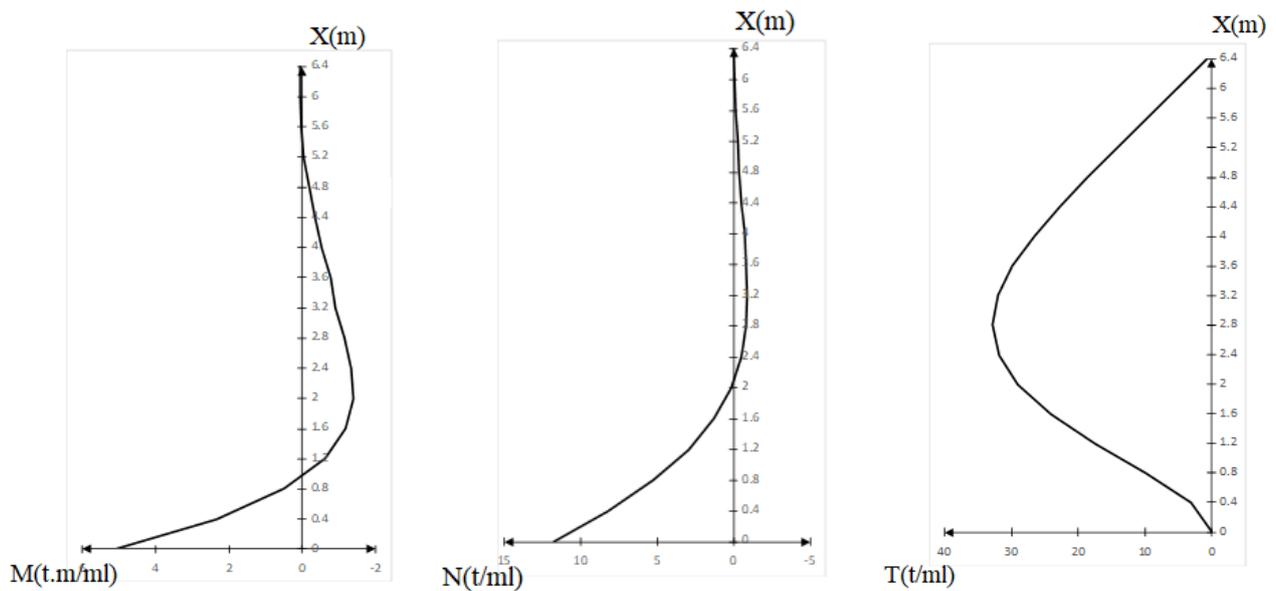


Figure 22: Diagramme des éléments de réduction M, N et T sous la poussée de l'eau.

## 2.2. Calcul de ferrailage

### 2.2.1. Ferrailage a la traction sous la poussée hydrostatique

A l'ELS avec :

$$\sigma_s = \min (1/2f_e, 110(\eta f_{t28})^{1/2}) = 200 \text{ MPa}$$

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

$$A_{CNF} = B f_{t28}/f_e = 0.15 \times 2.4/400 = 8.4 \text{ cm}^2$$

X(m)	$N_i$ moy(t/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{CNF}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres (cm <sup>2</sup> )	Esp S <sub>t</sub>
$0 \leq x \leq 0.4$	1.5465	0.77	8.4	8.4	2(6HA14) = 18.48	16
$0.4 \leq x \leq 0.8$	6.464	3.23	8.4	8.4	2(6HA14) = 18.48	16
$0.8 \leq x \leq 1.2$	13.4215	6.71	8.4	8.4	2(6HA14) = 18.48	16
$1.2 \leq x \leq 1.6$	20.7535	10.37	8.4	10.37	2(8HA14) = 24.64	12.5
$1.6 \leq x \leq 2$	26.5645	13.28	8.4	13.28	2(10HA14) = 15.39	10
$2 \leq x \leq 2.4$	30.4675	15.23	8.4	15.23	2(10HA14) = 15.39	10
$2.4 \leq x \leq 2.8$	32.3495	16.17	8.4	16.17	2(12HA14) = 18.468	8
$2.8 \leq x \leq 3.2$	32.383	16.19	8.4	16.19	2(12HA14) = 18.468	8
$3.2 \leq x \leq 3.6$	30.884	15.44	8.4	15.44	2(12HA14) = 18.468	8
$3.6 \leq x \leq 4$	28.2135	14.11	8.4	14.11	2(10HA14) = 15.39	10
$4 \leq x \leq 4.4$	24.7155	12.36	8.4	12.36	2(10HA14) = 15.39	10
$4.4 \leq x \leq 4.8$	20.4845	10.24	8.4	10.24	2(8HA14) = 24.64	12.5
$4.8 \leq x \leq 5.2$	16.352	8.18	8.4	8.4	2(8HA14) = 24.64	12.5
$5.2 \leq x \leq 5.6$	11.8855	5.94	8.4	8.4	2(8HA14) = 24.64	12.5
$5.6 \leq x \leq 6$	7.397	3.70	8.4	8.4	2(8HA14) = 24.64	12.5
$6 \leq x \leq 6.4$	2.953	1.48	8.4	8.4	2(8HA14) = 24.64	12.5

Tableau 11: Ferrailage sous la poussée hydrostatique.

### 2.2.2. Ferrailage verticale du voile

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

Détermination de la force verticale sur le voile:

On a :

- Le poids de la paroi:  $P_p = 3 \times 7.4 \times 0.35 = 7.77$  t/ml

- Action de la coupole:  $R_c = N_{\phi ser} \sin \phi = 6.525 \sin 28.07 = 3.07$  t/ml

- Poids de la ceinture:  $P_{ce} = 3 \times 0.5 \times 0.7 = 1.05$  t/ml

$N = P_p + R_c + P_{ce} = 7.77 + 3.07 + 1.05 = 11.89$  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)  $\longrightarrow$  calcul à l'ELS.
- Calculer  $e_0 = M/N$  (excentricité)

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

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

### A la base $x = 0$ :

$$M_{\text{ser}} = 5.118 \text{ t.m/ml}$$

$$e_0 = M_{\text{ser}}/N_{\text{ser}} = 5.118/11.89 = 0.43 \text{ m}$$

### A mi travée $x = 2$ :

$$M_{\text{ser}} = -1.388 \text{ t.m/ml}$$

$$e_0 = M_{\text{ser}}/N_{\text{ser}} = 1.388/11.89 = 0.12 \text{ m}$$

$$\text{Or : } h/6 = 0.35/6 = 0.058 \text{ m}$$

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

### **Procédure de calcul :**

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

$$h = 0.35\text{ m} \quad d = (r/10) \times h = (10/10) \times 0.35 = 0.35 \text{ m}$$

$$b = 1\text{ m} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(0.5f_e; 110(\eta f_{t28})^{1/2}) = 200 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \bar{\sigma}_{bc}^2 / (\bar{\sigma}_{bc}^2 + \sigma_s) \longrightarrow \alpha = 18 \times 18 / [(18 \times 18) + 200] = 0.574$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec: } \mu_{rb} = (\alpha(1-\alpha/3))/2 = 0.232$$

$$Z = d(1-\alpha/3) \longrightarrow Z = 0.35 \times (1-0.574/3) = 0.283 \text{ m}$$

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

$$\text{et } A^{F.S} = M_{\text{ser},A} / Z \sigma_s + A^{F.S} \bar{\sigma}_{sc} / \bar{\sigma}_s$$

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

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

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

	<b>X=0</b>	<b>X=2</b>
<b>M<sub>ser</sub>(MN.m/ml)</b>	0.05118	0.01388
<b>N<sub>ser</sub> (MN/ml)</b>	0.1189	0.1189
<b>e<sub>0</sub> (m)</b>	0.43	0.12
<b>e<sub>a</sub>(m)</b>	0.605	0.295
<b>M<sub>ser.A</sub>(MN.m/ml)</b>	0.0719	0.035
<b>α</b>	0.574	0.574
<b>μ<sub>rb</sub></b>	0.232	0.232
<b>M<sub>rb</sub>(MN.m/ml)</b>	0.512	0.512
<b>A<sup>F.S</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0
<b>Z(m)</b>	0.283	0.283
<b>A<sup>F.Sser</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	12.70	6.18
<b>A<sup>F.Cser</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0
<b>A<sup>F.Cser</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	6.76	0.239
<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.48	-3.15
<b>A adoptée (cm<sup>2</sup>)</b>	6HA12 = 6.786	4HA16 = 8.044
<b>Espacement (cm)</b>	8	12.5

**Tableau 12:** Les résultats après le calcul.

## 2.3. Vérification

### 2.3.1. Vérification des contraintes pour la poussée des terres

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{bh+15A_s} ; b = 0.35\text{m} ; h = 0.5\text{m} ; \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} ; A_{ser} = N_{ser} / \sigma_s$$

h(m)	(N <sub>i</sub> +N <sub>i+1</sub> )/2 (MN/ml)	A <sub>ser</sub> (cm <sup>2</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)
0 ≤ x ≤ 0.5	-0.037	1.85	0.208 < 18
0.5 ≤ x ≤ 1	-0.040	2	0.225 < 18
1 ≤ x ≤ 1.4	-0.037	1.85	0.208 < 18

**Tableau 13:** Résultats des contraintes pour la poussée des terres.

### 2.3.2. Vérification au cisaillement

#### 2.3.2.1. Sous la poussée de l'eau

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

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

$$\longrightarrow \tau_u = 1.5 \times 0.11718 / (1 \times 0.35) \longrightarrow \tau_u = 0.50 \text{ MPa}$$

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

$$\longrightarrow \tau_u = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

#### 2.3.2.2. Sous la poussée des terres

$$\tau_u = 1.5 \times 0.00349 / (1 \times 0.35) = 0.015 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Vérfifié.}$$

## 2.4. Ferrailage sous la poussée des terres

On a:

À la base :  $M = 0.00142 \text{ MN.m/ml}$

$$N = 0.1189 \text{ MN/ml}$$

À mi travée :  $M = 0.0024 \text{ MN.m/ml}$

$$N = 0.1189 \text{ MN/ml}$$

	<b>X=0</b>	<b>X=2</b>
<b>M<sub>ser</sub>(MN.m/ml)</b>	0.00142	0.0024
<b>N<sub>ser</sub> (MN/ml)</b>	0.1189	0.1189
<b>e<sub>0</sub> (m)</b>	0.012	0.020
<b>e<sub>a</sub>(m)</b>	0.187	0.195
<b>M<sub>ser.A</sub>(MN.m/ml)</b>	0.022	0.023
<b>α</b>	0.574	0.574
<b>μ<sub>rb</sub></b>	0.232	0.232
<b>M<sub>rb</sub>(MN.m/ml)</b>	0.512	0.512
<b>A<sup>F.S</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0
<b>Z(m)</b>	0.283	0.283
<b>A<sup>F.Sser</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	3.89	3.89
<b>A<sup>F.Cser</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	0	0
<b>A<sup>F.Cser</sup> (cm<sup>2</sup>)</b>	-2.05	-2.05
<b>A<sub>min</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4.83	4.83
<b>A<sub>adoptée</sub> (cm<sup>2</sup>)</b>	4HA14 = 6.156	4HA14 = 6.156
<b>Espacement (cm)</b>	8	12.5

**Tableau 14:** Les résultats après le calcul.

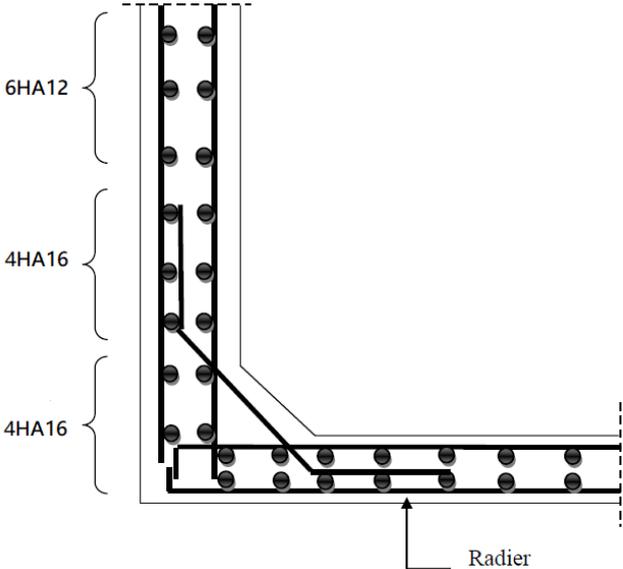


Figure 23: Schéma de ferrailage de la paroi.



*Chapitre V :*  
*Etude hydrodynamique –*  
*Etude sismique*

## Chapitre V : Etude hydrodynamique – Etude sismique

### 1. Etude hydrodynamique

#### 1.1. Introduction

L'hydrodynamique c'est branche de la mécanique des fluides qui étudie des lois du mouvement des liquides incompressible.

#### 1.2. Principe hydrodynamique

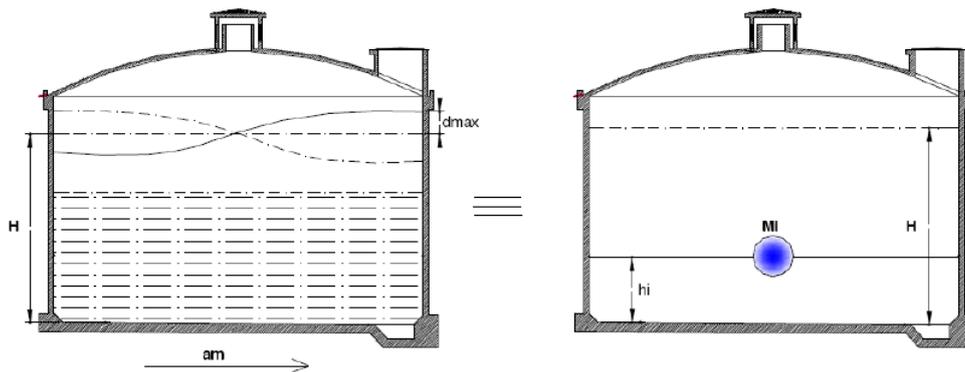
L'étude hydrodynamique permet de calculer les efforts exercés sur les parois de la cuve, dus aux poussées des eaux et les moments créés par les parois de la cuve, dus aux parois. En ce sens, lors d'une force excitation sismique, si le réservoir est rempli, une partie de l'eau sera en mouvement, ce qui conduit à la formation des vagues en surface pouvant atteindre la couverture de l'ouvrage.

Lorsqu'un réservoir couvert est entièrement plein, il n'y a pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation sismique en base. Du point de vue dynamique, tout se passe comme si l'ensemble fluide réservoir constituait une masse unique. Ceci correspond à une situation "eau gelée" intéressante à considérer comme valeur de référence, mais qui ignore la mise en mouvement du fluide.

Pour étudier l'action du liquide sur les parois du réservoir, on utilise l'approche développée par Houzner, 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.

- **L'action passive (efforts d'impulsion) :**

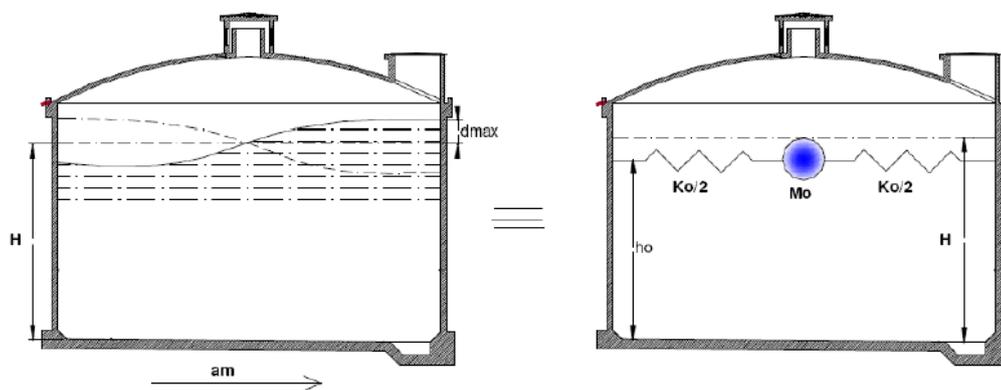
Les efforts d'impulsion proviennent de ce qu'une partie de la masse du fluide, dite masse passive, réagit par inertie à la translation des parois du réservoir système équivalent est obtenu en considérant une masse  $M_i$ , liée rigidement au réservoir à une hauteur  $h_i$  telle qu'elle s'exerce sur les parois les mêmes efforts horizontales que la masse d'eau équivalent.



**Figure 24:** Système physique et mécanique équivalent des pressions d’impulsion.

- **L’action active (efforts d’oscillation) :**

Les efforts d’oscillation proviennent de ce qu’une autre partie de la masse du fluide dite masse active, se met en mouvement d’oscillation sous l’action du séisme. Son équivalent mécanique s’obtient en considérant une masse non retenues par des ressorts des raideurs  $K_n$  à des niveaux  $h_{0n}$ , ou  $h_{0n}^*$ , dans les oscillations horizontales exercent les mêmes efforts vibratoires que la masse active du fluide.



**Figure 25:** Système physique et mécanique équivalent des pressions d’oscillations sur les parois.

### 1.3.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 concerne les réservoirs circulaires d'axe vertical dont les caractéristiques sont les suivantes :

- Diamètre du réservoir :  $2R$  ;
- Hauteur du réservoir :  $H$  ;
- Hauteur statique du liquide contenu :  $h$  ;
- Accélération horizontale :  $f''(t)$ .

**❖ Hypothèses de calcul de la méthode :**

- On néglige les sollicitations produites par l'effet de vague pour ne s'intéresser qu'aux efforts d'impulsion ;
- On suppose que les parois du réservoir sont rigides ;
- On considère le fluide incompressible et non visqueux ;
- On ne considère qu'une accélération horizontale  $f''(t)$  (pas d'accélération verticale) et on suppose que les déplacements sont petits.

**✓ La 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 Robot Structural Analysis :**

Robot 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: hauteur du liquide

r: rayon du réservoir

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

A .N:  $6.4/10 = 0.64 < 1.5$

D'où la méthode de HOUZNER est applicable.

### 1.4. Présentation de la méthode D'HOUZNER [13]

La méthode d'HOUZNER basée sur la décomposition de l'action du liquide en deux types :

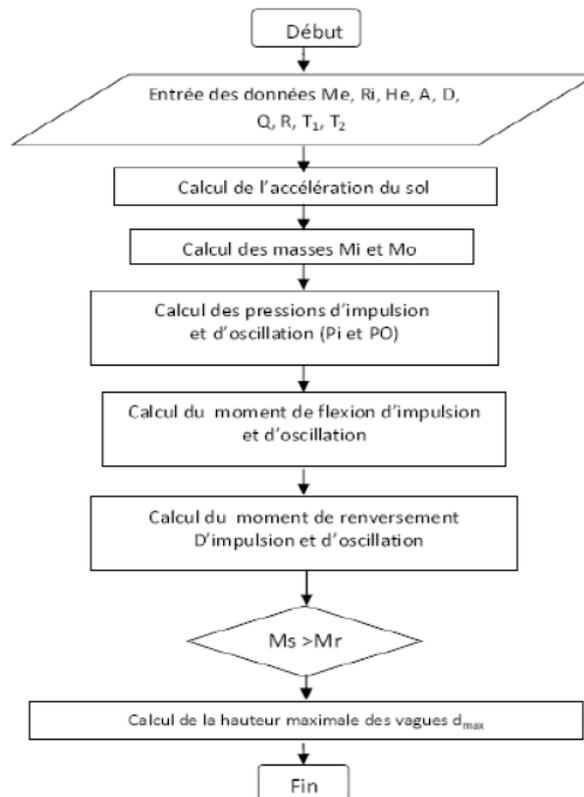
- Une action passive provoquant des efforts d'impulsion.
- Une action active provoquant des efforts d'oscillations.

## 1.5. Hypothese de calcul

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

## 1.6 Organigramme de calcul

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



**Figure 26:** Organigramme de l'étude hydrodynamique approchée par la méthode de Housner.

## 1.7 Méthode de calcul

### 1.7.1. 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  $P_i$  :

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

▪ **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  $10 \text{ KN/m}^3$

$$M_e = V \times \gamma = 2009.6 \times 10 \implies M_e = \mathbf{20096 \text{ KN.}}$$

Et on a la masse du réservoir vide est  $M_r = 7342.64 \text{ KN}$  (voir chapitre descente de charge)

✓ **Calcul de la masse total du réservoir plein  $M_t$ :**

$$M_t = M_r + M_e = 20096 + 7342.64 \implies M_t = \mathbf{27438.64 \text{ KN.}}$$

D'où:

$$M_i = 20096 \times \left( \frac{th\left(\sqrt{3} \times \frac{10}{6.4}\right)}{\sqrt{3} \times \frac{10}{6.4}} \right) + 7342.64 \implies M_i = \mathbf{14703.11 \text{ KN.}}$$

▪ **Calcul de l'accélération  $a_m$  :**

✓ **Coefficient d'accélération A: [1]**

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: 1A ; Zone sismique: IIa

On trouve :  $A = 0.25$ .

✓ **Coefficient de comportement R [1]**

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

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

$$\implies \mathbf{R} = 3.5 \text{ (tableau 4.3..... RPA99)}$$

✓ **Facteur d'amplification dynamique D: [1]**

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

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

✓ **Facteur de la qualité Q: [1]**

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

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

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

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

Critère « q »	$p_q$
Condition minimales sur les files de contreventement	/
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	1
Total	0.2

**Tableau 15:** Valeurs de pénalité  $pq$ .

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

$$\text{Donc: } a_m = (0.25 \times 1 \times 1.2 \times 9.81) / 3.5 \implies a_m = \mathbf{0.84 \text{ m/s}^2}$$

$$\mathbf{M_i = 14703.11 \text{ KN} = 1475.62 \text{ ta}}$$

$$\text{D'où: } P_i = 0.84 \times 1475.62 \implies \mathbf{P_i = 1239.52 \text{ KN.}}$$

### 1.7.2. Calcul des actions d'oscillation

En partant de même hypothèse que précédemment en exprimant d'une part l'énergie potentielle acquise par la formation de vague en surface et d'autre part l'énergie cinétique de l'ensemble du système, on établit l'expression de distribution surpressions hydrodynamiques. La résultante de pression hydrodynamique horizontale d'oscillation ( $P_0$ ) sera donnée par la formule suivante:  $P_0 = 1.2 M_0 g \phi_0$

#### Calcul de la masse oscillante $M_0$ :

La masse oscillante de l'eau est donnée par la formule:

$$M_0 = M_e 0.318 \frac{R_i}{h} th\left(1.84 \frac{h}{R_i}\right).$$

$$\implies M_0 = 20096 \times 0.318 \times \frac{10}{6.4} th\left(1.84 \times \frac{6.4}{10}\right)$$

$$\implies \mathbf{M_0 = 8264.70 \text{ KN.}}$$

Calcul de la pulsation fondamentale de vibration du liquide  $\omega$ :

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

$$\omega^2 = 1.84 \times \frac{9.81}{10} \times th\left(1.84 \frac{6.4}{10}\right) = 1.49 \text{ rad/s}$$

$$\mathbf{\omega = 1.22 \text{ rad/s}}$$

L'angle maximal d'oscillation ( $\phi_0$ ) de la surface libre est exprimé en fonction du spectre d'accélération  $S_a$ .

$$\phi_0 = 0.83 S_a / g$$

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

$S_v$ : Il est déterminé à partir du spectre de réponse en fonction de coefficient d'amortissement ( $\xi$ ) et T.

**Calcul de la période d'oscillation du liquide T:**

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

$$\implies T = 2 \times \frac{3.14}{1.22} \implies \mathbf{T = 5.15 \text{ s}}$$

Détermination de la valeur spectrale:

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

$$\begin{cases} T = 5.15 \text{ s} \\ \xi = 5\% \end{cases} \quad \text{D'après le spectre de réponse d'EL CENTRO}$$

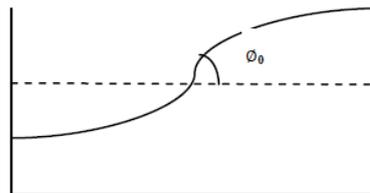
$$\mathbf{S_v = 0.8 \text{ m/s}}$$

$$S_a = \omega_0 S_v = 1.22 \times 0.8 = \mathbf{0.976 \text{ rad} \cdot \text{m/s}^2}$$

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

$$\phi_0 = 0.83 S_a / g = 0.83 \times 0.976 / 9.81 = 0.083 \text{ rad}$$

$$\mathbf{\phi_0 = 0.083 \text{ rad}}$$



$$M_0 = 8254.70 \text{ KN} = \mathbf{828.45 \text{ t}}$$

$$\text{D'où: } P_0 = 1.2 \times 828.45 \times 9.81 \times 0.083$$

$$\implies \mathbf{P_0 = 809.45 \text{ KN}}$$

**1.7.3. Calcul des moments de flexion**

- **Action d'impulsion :**

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

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

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

$$h_i = 3/8 h$$

$$\implies h_i = (3/8) \times 6.4 \implies h_i = 2.4 \text{ m.}$$

$$\text{D'où: } M_{fi} = 1239.52 \times 2.4 \implies M_{fi} = 2974.85 \text{ KN.m.}$$

- **Action d'oscillations :**

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

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

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

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

$$h_0 = 6.4 \left[ 1 - \frac{1}{1.84 \times \frac{6.4}{10} \operatorname{th} \left( 1.84 \times \frac{6.4}{10} \right)} + \frac{1}{1.84 \times \frac{6.4}{10} \operatorname{sh} \left( 1.84 \times \frac{6.4}{10} \right)} \right]$$

$$h_0 = 3.52 \text{ m}$$

$$\text{D'ou: } M_{f0} = 809.45 \times 3.52 \implies M_{f0} = 2849.26 \text{ KN.m}$$

### 1.7.4. Calcul des moments de renversement

- **Action d'impulsion :**

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

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

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

$$\implies h'_i = \frac{h}{8} \left[ 4 \times \frac{\sqrt{3} \frac{Ri}{h}}{\operatorname{th} \left( \sqrt{3} \frac{Ri}{h} \right)} - 1 \right]$$

$$\implies h'_i = \frac{6.4}{8} \left[ 4 \times \frac{\sqrt{3} \frac{10}{6.4}}{\operatorname{th} \left( \sqrt{3} \frac{10}{6.4} \right)} - 1 \right] \implies h'_i = 7.94 \text{ m}$$

$$D'où: \quad M_{ri} = 1239.52 \times 7.94 \quad \Longrightarrow \quad M_{ri} = \mathbf{9841.78 \text{ KN.m}}$$

- **Action d'oscillations :**

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

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

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

$$h'_0 = h \left[ 1 - \frac{ch \left( \frac{1.84 \times h}{Ri} \right) - 2}{1.84 \times \frac{h}{10.5} sh \left( \frac{1.84 \times h}{Ri} \right)} \right]$$

$$h'_0 = 6.4 \times \left[ 1 - \frac{ch \left( \frac{1.84 \times 6.4}{10} \right) - 2}{1.84 \times \frac{6.4}{10} sh \left( \frac{1.84 \times 6.4}{10} \right)} \right] \quad \Longrightarrow \quad h'_0 = \mathbf{7.22 \text{ m}}$$

$$D'où: \quad M_{r0} = 809.45 \times 7.22 \quad \Longrightarrow \quad M_{r0} = \mathbf{5844.23 \text{ KN.m}}$$

## 1.8. Vérification à faire

### 1.8.1. 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 calculés (d'impulsion et 'oscillation).

- ✓ **Le moment de renversement max:**

$$M_{renv} = M_{ri} + M_{r0} = 9841.78 + 5844.23 = \mathbf{15686.01 \text{ KN.m}}$$

✓ **Le moment stabilisateur:**

$$M_{\text{stab}} = M_r \times R_{\text{ext}}$$

$$M_{\text{stab}} = 7342.64 \times 10.35 = \mathbf{75996.324 \text{ KN.m}}$$

$$K = \frac{75996.324}{15686.01} = \mathbf{8.84} > \mathbf{1.5} \implies \mathbf{Pas \ de \ risque \ de \ renversement.}$$

### 1.8.2. 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 :

$$\implies d_{\text{max}} = \frac{0.408 \times r}{\left(\frac{g}{\omega^2 \delta_0 r} - 1\right) \text{th}\left(1.84 \frac{h}{r}\right)}$$

$$\implies d_{\text{max}} = \frac{0.408 \times 10}{\left(\frac{9.81}{1.22^2 \times 0.083 \times 10} - 1\right) \text{th}\left(1.84 \frac{6.4}{10}\right)}$$

$$\implies \mathbf{d_{\text{max}} = 0.568 \text{ m}}$$

$$h = d_{\text{max}} + 6.4 = 0.568 + 6.4 = \mathbf{6.968 \text{ m}} < \mathbf{7.4 \text{ m}} \implies \mathbf{Vérifié.}$$

La hauteur qui sépare le niveau d'eau et la toiture est de 2 m, donc la vague ne risque pas d'endommager la toiture.

### 1.8.3. Vérification au cisaillement

Effort tranchant résultant:

$$V = P_i + P_0$$

$$\implies V = 809.45 + 1239.52 = \mathbf{2048.97 \text{ KN.}}$$

A : aire d'appui du radier.

$$A = \pi (10.35^2 - 10^2) \implies \mathbf{A = 22.36 \text{ m}^2}$$

$$\tau = V/A = (2048.97 \times 10^{-3}) / 22.36 = \mathbf{0.092 \text{ MPa.}}$$

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

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

## 1.9. Conclusion

L'étude hydrodynamique nous montre que nous ne pouvons pas négliger l'effet des vagues, donc nous devons prévoir une hauteur suffisante pour atténuer ces effets. De là, la paroi et la coupole ne peuvent être endommagés par le mouvement de l'eau.

## 2. Etude sismique

### 2.1. Introduction

Des actions dynamiques complexes sur un réservoir, et sur toute construction bâtie, sont générées par des actions et autres phénomènes sismiques.

Ces actions sismiques imposent aux fondations la manifestation de mouvements essentiellement horizontaux. Les forces d'inertie créées par leur masse, qui s'oppose aux mouvements, permettent aux constructions de résister à ces mouvements entraînant, par la même, des efforts dans la structure.

Ce présent chapitre est consacré à la détermination de ces dits efforts que la structure est susceptible de subir. Pour ce faire, il est nécessaire de faire appel à l'une des trois méthodes de calcul préconisées par le « règlement parasismique Algérien (RPA 99-Version 2003) ».

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse).
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

### 2.2. Classification des systèmes de contreventement

C'est un Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominantes.

### **2.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme**

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement.

### **2.4. La méthode statique équivalente**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment où le bloc étudié, satisfait à la condition de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zone I.
- b) Le bâtiment où le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupes.

### **2.5. La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse)**

Notre choix s'est porté sur la méthode d'analyse modale spectrale du fait de son caractère très fiable et du calcul simple pour sa mise en application par le biais d'un logiciel, ce qui évite les calculs manuels pouvant engendrer des erreurs aux conséquences très préjudiciables.

Cette méthode, parfaitement éprouvée et avérée la plus performante, est largement utilisée dans le monde entier.

### **2.6. Principe de la méthode**

Elle consiste à déterminer les effets extrêmes engendrés par l'action sismique par le calcul des modes propres de vibrations de la structure qui dépendent à la fois de sa masse, de son effet d'amortissement et de ses forces d'inertie à travers un spectre de réponse de calcul.

### 2.7. Spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{Sa}{g} = \left\{ \begin{array}{l} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5 * \eta * \frac{Q}{R} - 1)) \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25 * A)(\frac{Q}{R}) \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25 * A)(\frac{Q}{R}) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25 * A)(\frac{Q}{R}) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \dots\dots\dots T > 3,0s \end{array} \right.$$

Avec:

A: coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment (zone I).

- Classification des ouvrages :  
Ouvrage de grande importance **Groupe 1A**  $\implies$  coefficient d'accélération **A=0,25**
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

- $\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif.  
(Remplissage voiles  $\implies \xi = 10\%$ )  $\implies \eta = 1$
- R : coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement.

Noyau  $\implies R = 3.5$

- Q = facteur de qualité donné par la formule suivante :  $Q = 1 + \sum_1^5 Pq = 1,2$

Sol supposé meuble  $\implies$  S3  $\implies \begin{cases} T_1 = 0,15\text{sec} \\ T_2 = 0,5\text{sec} \end{cases}$

## 2.8. Analyse dynamique de la structure

Elle permet de déterminer les efforts et les déplacements maximums d'une structure lors d'un séisme par l'étude de son comportement en vibrations libres non amorties tenant compte de ses caractéristiques dynamiques propres.

## 2.9. Analyse modale

Le calcul des effets maximums d'un séisme sur une structure se détermine par le biais de la méthode intitulée « analyse modale spectrale » qui se caractérise par la sollicitation sismique décrite sous la forme d'un spectre de réponse.

Une bonne modélisation permet, à travers ce type d'analyse appliqué à toute forme de structure, d'obtenir des résultats les plus exactes et les plus satisfaisantes possibles et dont la fiabilité est extrême.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone IIa
- Groupe d'usage 1A
- Coefficient de comportement 3.5
- Amortissement 10%
- Facteur de qualité 1,2
- Site meuble S3

Vu que notre structure est irrégulière en hauteur, la méthode de calcul au séisme la plus adaptée est la méthode modale spectrale.

## 2.10. Vérification de la structure

Après l'analyse de la structure on n'a constaté que les sections vérifiées

### - Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T calculé par le logiciel **Autodesk robot structural analysis 2009** ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée par le RPA99 de plus de 30%

La période fondamentale obtenue par le logiciel **Autodesk robot structural analysis 2009**:  
 $T = 0,05s$ .

La période empirique est donnée par la formule suivante :  $T = Ct * h_n^{\frac{3}{4}}$

Avec:

$Ct$  : Coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie) : ( $Ct = 0,05$ ).

$h_n$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure ( $h_n=11.3m$ ).

D'où :  $T = 0,05 * 11.30^{\frac{3}{4}} = 0,31s$

$$T + 30\%T = 0,40s$$

$$\text{Donc : } 0,05s < T + 30\%T = 0,40s$$

La condition est vérifiée.

#### - Vérification de la force sismique à la base :

La combinaison des valeurs modales permet d'obtenir la résultante des forces sismique à la base  $V_t$  égale ou supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques, elle-même déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8V$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats calculés

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

$A$  : coefficient d'accélération de zone ( $A= 0,25$ ).

$D$  : facteur d'amplification dynamique moyen.

On a:  $0 \leq 0.05 \leq T_2$

$$D = 2,5 * \eta$$

$$D = 2,5 * 1$$

$$D = 2.5$$

L'effort tranchant par logiciel **ROBOT** :

Selon ex 2025.96KN

Selon ey 2025.79KN

W (le poids propre de la structure) = **5472.23KN**

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

$$V = \frac{0,25 * 2.5 * 1,2}{3.5} * 5472.23 = 1172.63KN$$

	<b>Vt(KN)</b>	<b>V(KN)</b>	<b>80% V(KN)</b>	<b>Vt&gt;80%V</b>
<b>Vx</b>	2025.96	1172.63	938.10	<b>Vérifiée</b>
<b>Vy</b>	2025.79	1172.63	938.10	<b>Vérifiée</b>

**Tableau 16:** Résultante des forces sismiques à la base.

### Remarque:

On remarque que les calculs de la force sismique par la méthode spectrale ont vérifié la condition  $V_t > 80\% V$  dans le sens des (x) et dans le sens des (y). Vu la particularité géométrique et structurelle du bâtiment et aussi par la visualisation des modes de vibrations de la structure, il a été constaté que la partie haute de la toiture vibre relativement correctement.

En vérifiant la structure aux combinaisons sismiques, selon le règlement RPA99-V2003, il est remarqué que les sollicitations dans les éléments structuraux sont faibles et restent inférieures aux combinaisons des états limites ultimes relatifs.

## 2.11. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k). est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R * \delta_{ek}$$

Avec :

R : coefficient de comportement.

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques.

Les déplacements au sommet :

	UX [cm]	UY [cm]	UZ [cm]	RX [Rad]	RY [Rad]	RZ [Rad]
<b>MAX</b>	0,6	0,6	0,0	0,003	0,003	0
<b>Noeud</b>	121	283	119	174	120	28
<b>Cas</b>	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)
<b>MIN</b>	-0,6	-0,6	-2,4	-0,003	-0,003	0
<b>Noeud</b>	229	175	39	282	228	28
<b>Cas</b>	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	11 (C)	14 (C)	14 (C)	19 (C) (CQC)

**Tableau 17:** Déplacements relatifs dans les deux sens (X-Y).

**L'effort tranchant à la base de la structure :**

4 - Seismic RPA 99 (2003) Direction_X					
● Capture rectangulaire					
2025.96	1195.82	922.58	98.70	208.17	0.47
2014.30	1.07	0.00	5.36	14633.80	12.87
2013.89	0.92	0.0	5.93	14633.24	0.95
4028.20	1.99	0.00	11.29	29267.04	13.82
5.24009e-002	3.49240e+001				
5 - Seismic RPA 99 (2003) Direction_Y					
1196.01	2025.79	922.37	208.08	98.78	0.46
1.56	2014.20	0.00	14633.57	4.60	7.62
0.92	2013.72	0.0	14632.29	2.97	1.25
2.48	4027.93	0.00	29265.87	7.57	8.88
2.75980e-002	3.49240e+001				

**Figure 27:** Effort tranchant à la base dans les deux sens (X-Y).

**2.12. Résultat Dynamique**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
7/ 1	18,92	0,05	0,00	0,00	4,44	0,00	0,00	4,44	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 2	22,93	0,04	0,00	0,00	16,84	0,00	0,00	12,41	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 3	23,73	0,04	0,13	0,53	16,84	0,13	0,53	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 4	23,73	0,04	0,67	0,66	16,84	0,54	0,13	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 5	26,19	0,04	1,34	0,71	16,84	0,67	0,05	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 6	26,19	0,04	1,39	1,38	16,84	0,05	0,67	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 7	26,44	0,04	1,39	1,38	16,84	0,00	0,00	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 8	26,44	0,04	1,39	1,38	16,84	0,00	0,00	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 9	28,23	0,04	58,98	16,46	16,84	57,59	15,08	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 10	28,23	0,04	74,09	74,03	16,84	15,11	57,57	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 11	28,79	0,03	74,09	74,03	16,84	0,00	0,01	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 12	28,79	0,03	74,09	74,03	16,84	0,00	0,00	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 13	28,93	0,03	74,09	74,03	18,38	0,00	0,00	1,53	547223,87	547223,87	547223,87
7/ 14	28,93	0,03	100,00	74,03	18,38	25,91	0,0	0,0	547223,87	547223,87	547223,87

**Figure 28:** Résultat dynamique 1.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
8/ 1	18,92	0,05	0,00	0,00	4,44	0,00	0,00	4,44	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 2	22,93	0,04	0,00	0,00	16,84	0,00	0,00	12,41	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 3	23,73	0,04	0,13	0,53	16,84	0,13	0,53	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 4	23,73	0,04	0,67	0,66	16,84	0,54	0,13	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 5	26,19	0,04	1,34	0,71	16,84	0,67	0,05	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 6	26,19	0,04	1,39	1,38	16,84	0,05	0,67	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 7	26,44	0,04	1,39	1,38	16,84	0,00	0,00	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 8	26,44	0,04	1,39	1,38	16,84	0,00	0,00	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 9	28,23	0,04	58,98	16,46	16,84	57,59	15,08	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 10	28,23	0,04	74,09	74,03	16,84	15,11	57,57	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 11	28,79	0,03	74,09	74,03	16,84	0,00	0,01	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 12	28,79	0,03	74,09	74,03	16,84	0,00	0,00	0,00	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 13	28,93	0,03	74,09	74,03	18,38	0,00	0,00	1,53	547223,87	547223,87	547223,87
8/ 14	28,93	0,03	74,09	100,00	18,38	0,0	25,97	0,0	547223,87	547223,87	547223,87

Figure 29: Résultat dynamique 2.



*Chapitre VI :*  
*Modélisation et*  
*interprétation des résultats*

## Chapitre VI : Modélisation et interprétation des résultats

### 1. Modélisation

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

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

#### ➤ Les étapes de la modélisation :

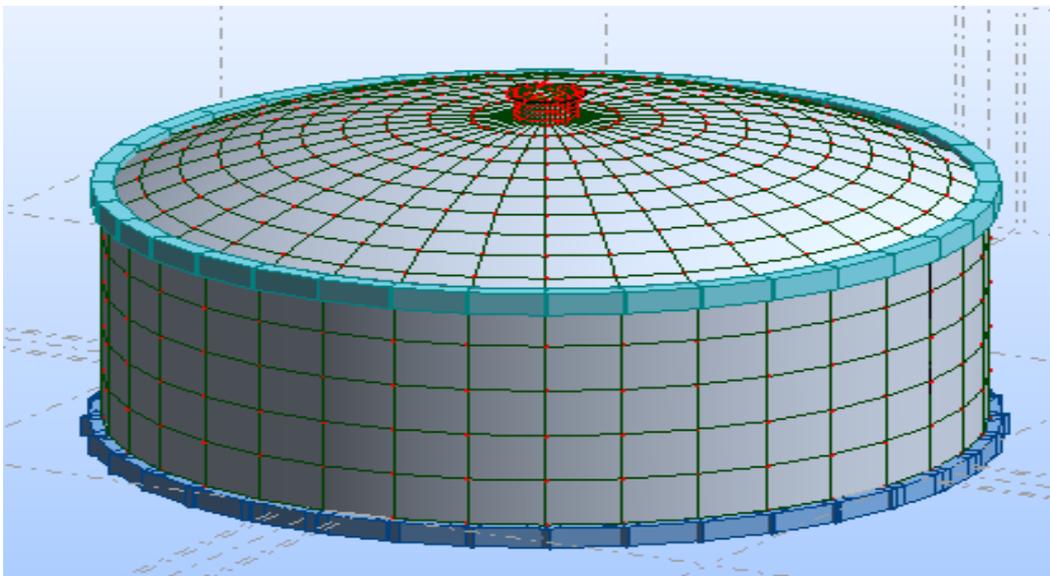
Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail : KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot structurale analyse Professional (voire figure 27) ;
- La ceinture est modalisée par des éléments barre et les autre éléments de l'ouvrage sont modélisés par panneau ;
- Introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre 1);
- Introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduit les conditions aux limites ;

➤ **Détermination des charges et combinaisons :**

Plusieurs types de charges sont à considérer :

Cas e	Label	Case name	Nature	Analysis type
1		ELU	dead	Linear Combination
2	DL1	poussée des terres	dead	Static - Linear
3	MOD3	Modal		Modal
4	SEL_X4	Seismic RPA 99 (2003) Direction_X	seismic	Seismic-RPA 99 (2003)
5	SEL_Y5	Seismic RPA 99 (2003) Direction_Y	seismic	Seismic-RPA 99 (2003)
6	SEL_Z5	Seismic RPA 99 (2003) Direction_Z	seismic	Seismic-RPA 99 (2003)
7	DL1	G	poids propre	Static - Linear
8	DL1	poids d'étanchéité	dead	Static - Linear
9	DL4	Q	live	Static - Linear
10	LL2	PH	live	Static - Linear
11		ELU2	dead	Linear Combination
12		ELS2	dead	Linear Combination
13		1.35G+1.5PH	dead	Linear Combination
14		G+PH	dead	Linear Combination
15		G+Q+EX	dead	Linear Combination
16		G+Q+EY	dead	Linear Combination
17		0.8G+EX	dead	Linear Combination
18		0.8G-EX	dead	Linear Combination
19		0.8G+EY	dead	Linear Combination
20		0.8-EY	dead	Linear Combination
21		G+Q+PH	dead	Linear Combination



**Figure 30:** Interface de robot.

## 2. Interprétations et exploitation des résultats

### 2.1. Coupole :

- **Caractéristique géométrique :**

- Diamètre : 20 m.
- Flèche : 2.5m.
- Rayon de courbure : 21.25 m.

#### Effort normale dans la coupole :

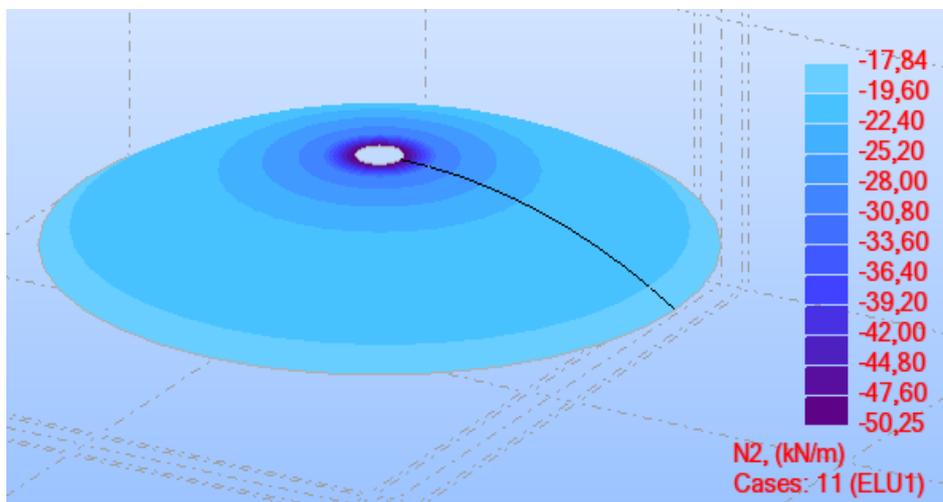


Figure 31: Cartographie suivant le méridien.

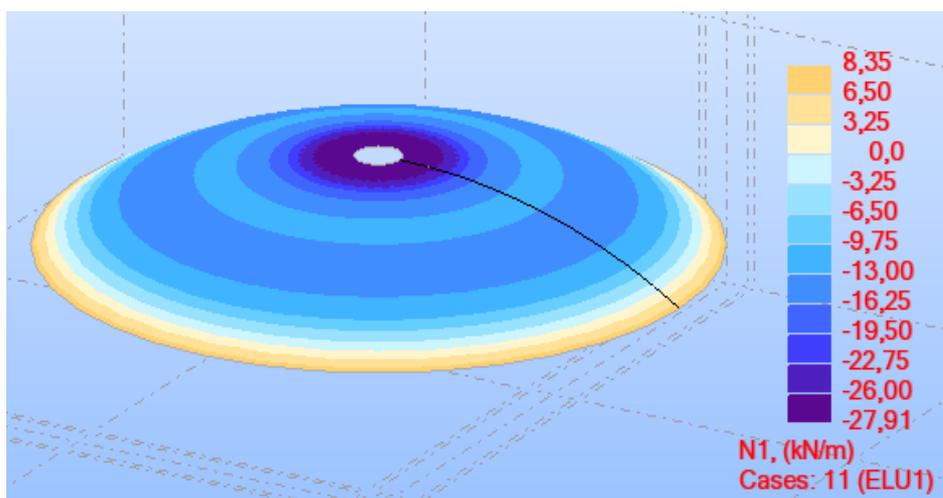


Figure 32: Cartographie suivant le parallèle.

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

### Moment de flexion dans la coupole :

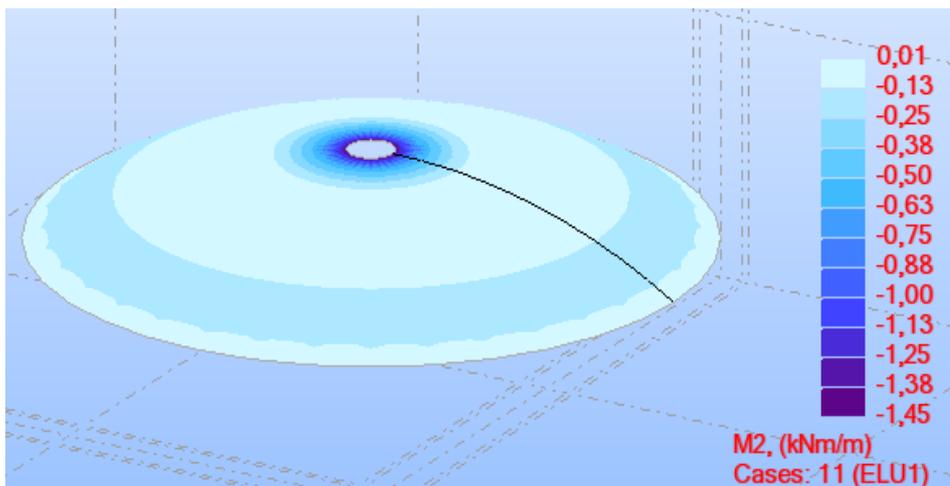


Figure 33: Cartographie des moments de flexion dans la coupole.

### Vérification de l'épaisseur :

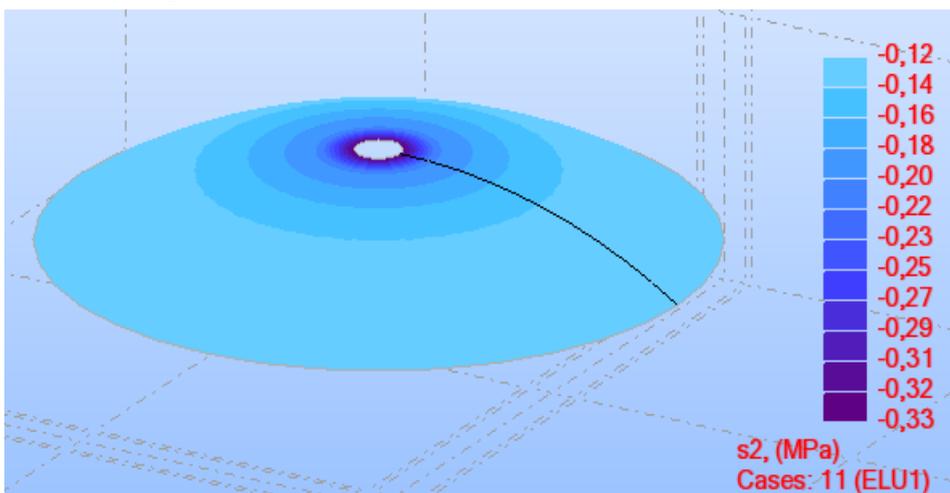


Figure 34: Cartographie de la contrainte de compression.

Ici on remarque une contrainte de compression  $\sigma_b = 0,33 \text{ MPa} < \sigma_b = 17 \text{ MPa}$  (contrainte admissible).

**Conclusion :**

Nous allons adopter le même ferrailage que le chapitre III.

Choix :

- ✓ Suivant le méridien : 6HA14/ml
- ✓ Suivant le parallèle : 6HA14/ml

**2.2. Ceinture** (voir description dans le chapitre IV).**• Caractéristiques géométriques :**

La section de la ceinture : (50×70).

**• Les efforts de traction dans la ceinture**

Max=61.85 kN

La ceinture sera ferrillée de la même manière que dans le chapitre IV.

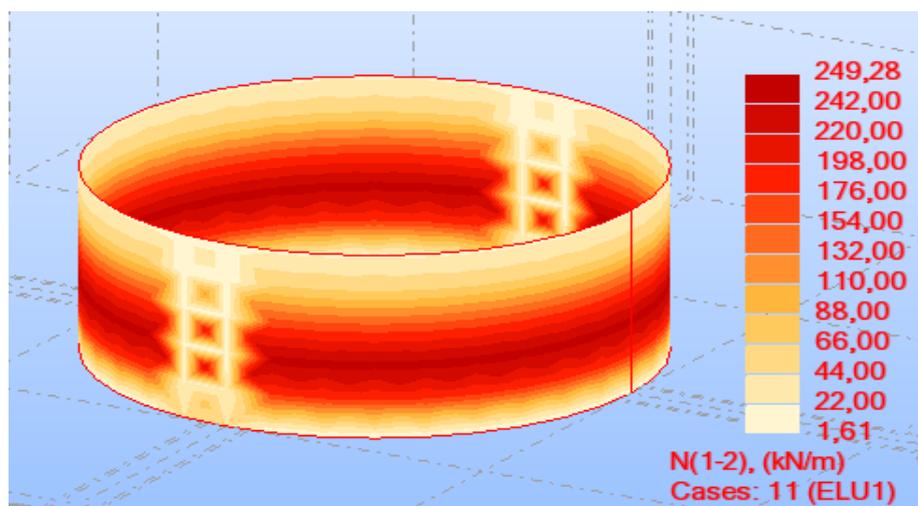
Choix : **10HA25**

**2.3. Voile circulaire** (Voir description dans le chapitre II).**• Caractéristiques géométriques :**

Epaisseur de voile:  $E_p = 35\text{cm}$ .

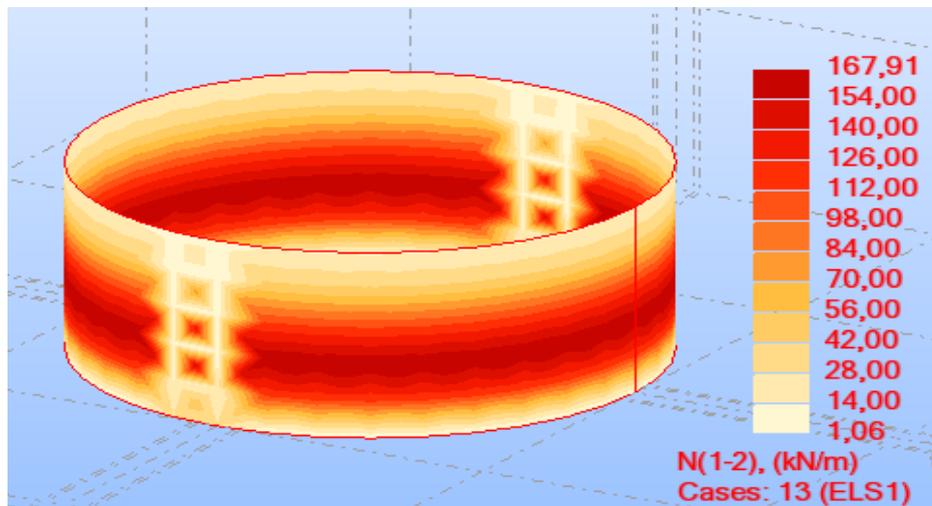
Hauteur de voile: 7.4m.

Diamètre de voile : 20.7m.

**• Les efforts de traction dans le voile circulaire à ELU :**

**Figure 35:** Cartographie de voile circulaire à ELU.

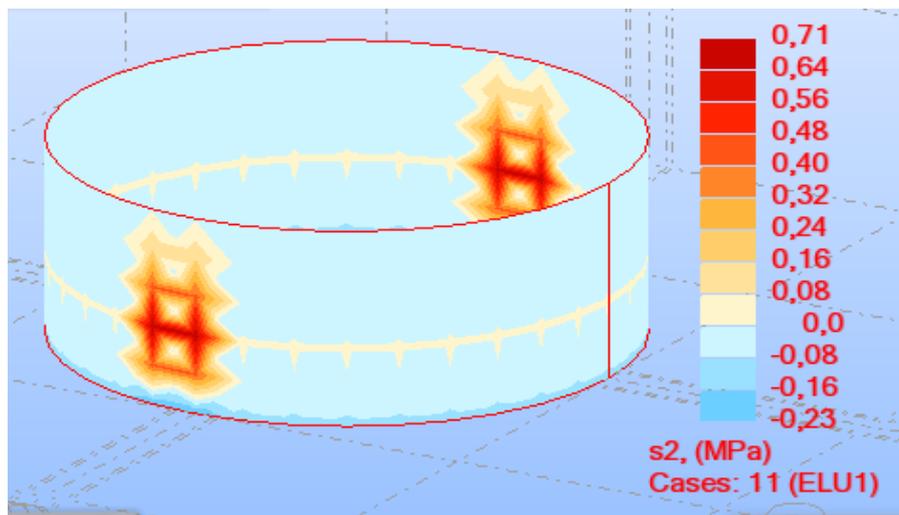
- Les efforts de traction dans le voile circulaire à ELS :



**Figure 36:** Cartographie de voile circulaire à ELS.

Nous observons une décroissance des efforts de la base au sommet. Par conséquent, le voile nécessite un ferrailage à chaque tranche, pour des raisons pratiques nous allons ferriller le voile par tranche de 2m.

- Vérification de l'épaisseur de voile circulaire :



**Figure 37:** Cartographie de la contrainte de compression.

On remarque que la contrainte de compression  $\sigma_b = 0,23 \text{ MPa} < \sigma_b = 17 \text{ MPa}$  (La contrainte admissible).

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

- **Ferrailage de voile circulaire :**

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

C'est-à-dire :

- **ELS :**

X(m)	$N_i$ moy(t/ml)	$A_{ser}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{CNF}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{max}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des barres (cm <sup>2</sup> )	Esp S <sub>t</sub>
$0 \leq x \leq 0.4$	1.5465	0.77	8.4	8.4	2(6HA14) = 18.48	16
$0.4 \leq x \leq 0.8$	6.464	3.23	8.4	8.4	2(6HA14) = 18.48	16
$0.8 \leq x \leq 1.2$	13.4215	6.71	8.4	8.4	2(6HA14) = 18.48	16
$1.2 \leq x \leq 1.6$	20.7535	10.37	8.4	10.37	2(8HA14) = 24.64	12.5
$1.6 \leq x \leq 2$	26.5645	13.28	8.4	13.28	2(10HA14) = 15.39	10
$2 \leq x \leq 2.4$	30.4675	15.23	8.4	15.23	2(10HA14) = 15.39	10
$2.4 \leq x \leq 2.8$	32.3495	16.17	8.4	16.17	2(12HA14) = 18.468	8
$2.8 \leq x \leq 3.2$	32.383	16.19	8.4	16.19	2(12HA14) = 18.468	8
$3.2 \leq x \leq 3.6$	30.884	15.44	8.4	15.44	2(12HA14) = 18.468	8
$3.6 \leq x \leq 4$	28.2135	14.11	8.4	14.11	2(10HA14) = 15.39	10
$4 \leq x \leq 4.4$	24.7155	12.36	8.4	12.36	2(10HA14) = 15.39	10
$4.4 \leq x \leq 4.8$	20.4845	10.24	8.4	10.24	2(8HA14) = 24.64	12.5
$4.8 \leq x \leq 5.2$	16.352	8.18	8.4	8.4	2(8HA14) = 24.64	12.5
$5.2 \leq x \leq 5.6$	11.8855	5.94	8.4	8.4	2(8HA14) = 24.64	12.5
$5.6 \leq x \leq 6$	7.397	3.70	8.4	8.4	2(8HA14) = 24.64	12.5
$6 \leq x \leq 6.4$	2.953	1.48	8.4	8.4	2(8HA14) = 24.64	12.5

**Tableau 18:** Ferrailage sous la poussée hydrostatique.



***Chapitre VII :***  
**Etude de l'infrastructure**

## Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

### 1. Introduction

La fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics 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.

### 2. Rapport de sol [9]

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

0-1 m : terre végétale.

1-6 m : Roche calcaire dur parfois friable.

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

8-9 m : Marne compacte bigarré.

Les fondations doivent être ancrées à au moins 1.4m, par rapport au terrain naturel et dans tous les cas sous les remblais.

La contrainte à appliquer dans les calculs est à 2.5 bars.

#### 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 1.4m, du niveau de la base, la capacité portante moyenne estimée est de 2.5 bars. [9]

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

## 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 :  $G + Q + E$  ;  $0.8 G \pm E$

## 3. Pré dimensionnement du radier

### ◆ Définition de radier

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme maçonnée qui est la base de départ d'un bâtiment.

Ce système permet la répartition des charges sur un terrain peu stable. La réalisation d'un radier nécessite une étude béton armé préalable, avec vérification du tassement général de la construction.

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

### 3.1. Condition de non poinçonnement [1]

$$h_r \geq \frac{Q_u}{0.045 \mu_c f_c 28}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 7.34264 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{ Poids du réservoir vide.} \\ Q = 20.096 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{ Poids du volume total d'eau.} \end{array} \right.$$

$$Q_u = 1.35 \times 7.34264 + 1.5 \times 20.096 \Rightarrow Q_u = 40.06 \text{ MN.}$$

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact.

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

$$\mu_c = 2 \pi R_m = 2 \times 3.14 \times 10.175 \Rightarrow \mu_c = 63.90 \text{ m}$$

$$h_r \geq \frac{40.06}{0.045 \times 63.90 \times 30} = 0.464 \text{ m} \quad \text{On prend } h_r = 50 \text{ cm.}$$

### 3.2. Calcul du diamètre du radier

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

$$N_u = Q_u = 40.06 \text{ MN.}$$

Engendrant une contrainte:

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

$$\Rightarrow D \geq \sqrt{\frac{4 \times 40.06}{3.14 \times 0.2}}$$

$$\Rightarrow D \geq 15.97 \text{ m}$$

### 3.3. Condition de rigidité

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

Avec :

$$D_m = 20.35 \text{ m}$$

$$\Rightarrow D \leq 4d + D_m$$

or  $d = h_r - \text{enrobage}$

Soit l'enrobage = 5 cm

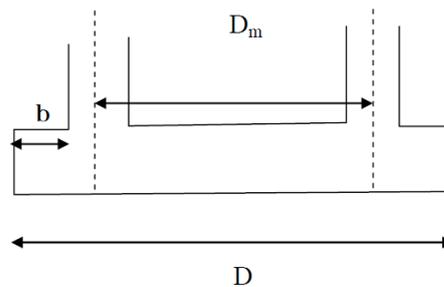
$$d = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$D \leq 4 \times 0.45 + 20.35$$

On aura donc:  $D \leq 22.15$

On prendra: **D = 21.30 m**

Avec un débord:  $b = (D - D_{\text{ext}})/2 \Rightarrow b = 0.3 \text{ m}$



**Figure 38:** Coupe vertical de radier.

#### 4. Calcul des sollicitations

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

##### Réservoir vide :

$$N = G = 7.34264 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{poids de réservoir vide.}$$

$$A = \pi D^2/4 = 3.14 \times 21.3^2/4 = 356.15 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = N/A = 7.34264/356.15 \Rightarrow \sigma_1 = 0.021 \text{ Mpa}$$

##### Réservoir plein :

$$N = G+Q = 27.439 \text{ MN}$$

Les contraintes :

$\sigma_1$  : Contrainte dûe au réservoir vide.

$\sigma_2$  : Contrainte dûe au réservoir plein.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} = 0.021 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y$$

Avec :

$$M = M_{\text{fit}} = M_{\text{fi}} + M_{\text{fo}} \Rightarrow M = 2974.85 + 2849.26 = \mathbf{5824.11 \text{ KN.m}}$$

$$I = D^4/64 \Rightarrow I = 3.14 \times 21.30^4/64 \Rightarrow \mathbf{I = 10098.76 \text{ m}^4}$$

$$y = R = 10.65 \text{ m.}$$

$$\text{Donc : } \sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} y = \sigma_2 = \frac{7.34264}{356.15} + \frac{5824.11}{10098.76} \times 10.65 = \mathbf{6.162 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_1 = \mathbf{0.021 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_2 = \mathbf{6.162 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \mathbf{1.556 \text{ MPa}}$$

#### 5. Verification

- Vérification de contrainte :

$$G_1 = 7.34264 \text{ MN} \dots\dots \text{poids de réservoir à vide}$$

$$G_2 = \gamma_{\text{sol}} \cdot V = \gamma_{\text{sol}} (D^2 - D_{\text{ext}}^2) = 0.01830 \times (21.30^2 - 20.7^2) 1.4 = 0.646 \text{ MN}$$

Avec  $\gamma_{sol} = 1830 \text{ kg/m}^3$  [8]

$$G = G_1 + G_2 = 7.989 \text{ MN}$$

**- Vérification en situation durable et transitoire :**

$$\sigma = G/A = 0.0224 \text{ MN} \leq \sigma_{adm} = 0.25 \text{ MN} \quad \text{Vérifier.}$$

**- Vérification en situation accidentelle :**

$$N = G + Q = 7.989 + 20.096 = \mathbf{28.085 \text{ MN}}$$

$$\sigma_1 = N/A = 28.085/356.15 = 0.0789 \text{ MPa}$$

$$M_r = N \times h_r = 28.085 \times 0.5 = 14.0425 \text{ MN.m}$$

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

$$\sigma_2 = \frac{28.085}{356.15} + \frac{14.0425}{10098.76} \times 10.65 = 0.094 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 0.0789 \text{ MPa} < 0.325 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 0.094 \text{ MPa} < 0.325 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

**- Vérification de la stabilité de l'ouvrage :**

$$M_s > 1.5 M_r$$

$$M_s = G R_m$$

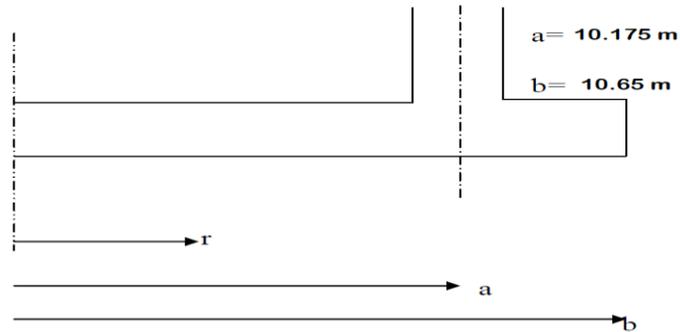
$$\left\{ \begin{array}{l} M_r = 14.0425 \text{ MN.m} \\ R_m = \frac{21.30 + 20.7}{4} = 10.5 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$M_s = 7.989 \times 10.5 = 83.885 \text{ MN.m} > 21.06 \text{ MN.m} \quad \text{Vérifier.}$$

## 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 [10]

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

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

$a \leq r \leq b$  -----Partie Extérieure

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

$$M_t = \sigma a^2/16[2(1-\nu) - (1-5\nu) B^2 - 4(1+\nu) B^2 \ln B - (1+3\nu) e^2 + 2(1-\nu) B^2/e^2 + 4(1+\nu) B^2 \ln e]$$

On aura par simplification :

$$\text{SDT} \Rightarrow \text{ELS} \Rightarrow \nu = 0.2; \sigma = 0.021 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$M_r$  : Moment radial

$M_t$ : Moment tangentiel

$a$  : rayon de l'ouverture de la dalle

$e$  :  $r/a$

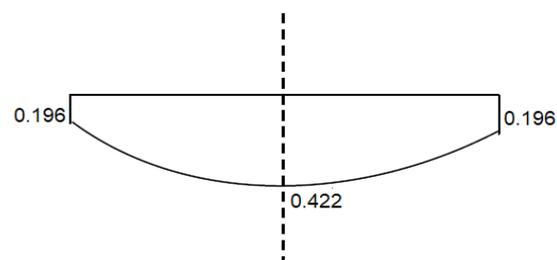
$B$  :  $b/a = 1.066$

**Remarque :**

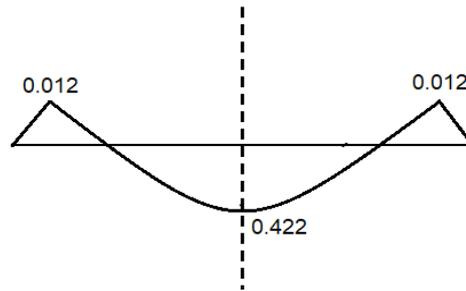
Le radier est toujours en contact avec l'eau ; la fissuration est très préjudiciable ; le calcul se fera uniquement à l'ELS avec  $\sigma = 0.021 \text{ Mpa}$ .

<b>r(m)</b>	<b><math>M_r</math>(MN.m)</b>	<b><math>M_t</math>(MN.m)</b>
<b>0</b>	0.422	0.442
<b>1</b>	0.418	0.420
<b>2</b>	0.406	0.416
<b>3</b>	0.385	0.404
<b>4</b>	0.355	0.389
<b>5</b>	0.317	0.370
<b>6</b>	0.271	0.347
<b>7</b>	0.217	0.320
<b>8</b>	0.154	0.288
<b>9</b>	0.083	0.253
<b>10</b>	0.0030	0.213
<b>10.175</b>	-0.012	0.200
<b>10.65</b>	0	0.196

**Tableau 19:** Résultats des moments radiaux et tangentiels.



**Figure 39:** Diagramme de moment tangentiel.



**Figure 40:** Diagramme du moment radial.

- **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section rectangulaire ( $b=1$ ,  $h=0.5\text{m}$ )

**Organisation de calcul :**

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{Avec} \quad \gamma_s = 1,15 \text{ pour les situations normales.}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ pour les situations accidentelles.}$$

**Cas de la Fissuration Préjudiciable :**

$$\eta = 1,0 \text{ pour aciers ronds lisses}$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour aciers HA } \varnothing > 6\text{mm}$$

$$\eta = 1,3 \text{ pour aciers HA } \varnothing < 6\text{mm}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e; 110 (\eta f_{tj})^{1/2}) = 215.56 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = 15 \bar{\sigma}_{bc} / (15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s) = 270 / 485.56 = 0.556$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2(1 - \frac{\alpha_r}{3})} = 0.3412$$

$$d = (r/10) \times h = (10/10) \times 0.5 = 0.5 \text{ m}$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 1.5354 \text{ MN.m}$$

$$\text{On a toujours } M_{ser} < M_{rb} \Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$Z_r = d(1 - \alpha_r/3) = 0.5(1 - 0.556/3) = \mathbf{0.407}$$

$$A_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} / (Zr \times \bar{\sigma}_s)$$

◆ Ferrailage radial:

R(m)	Nappe inferieure			Nappe sup
	0 → 3	3 → 6	6 → 9	9 → 10.65
$M_{\text{ser}}^{\text{max}}$ (MN/ml)	0.422	0.385	0.271	0.253
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	48.10	43.88	30.89	28.84
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )adoptée	10HA = 49.090	9HA25= 44.181	7HA25 = 34.363	6HA25= 29.454
Esp (cm)	10	11	14	16.5

Tableau 20: Résumé de calcul de ferrailage radial.

◆ Ferrailage tangentiel :

R(m)	Nappe inferieure			Nappe sup
	0 → 3	3 → 6	6 → 9	9 → 10.65
$M_{\text{ser}}^{\text{max}}$ (MN/ml)	0.422	0.404	0.347	0.083
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	48.10	46.05	39.55	9.46
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )adoptée	10HA = 49.090	10HA = 49.090	9HA25= 44.181	3HA25 = 14.727
Esp (cm)	10	10	11	33

Tableau 21: Résumé de calcul de ferrailage tangentiel.

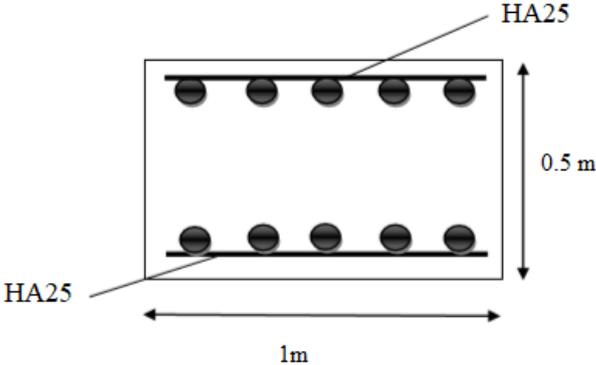


Figure 41: Schéma de ferrailage de radier.

## *Conclusion générale*

La préparation de ce projet de fin d'études a été un moyen de développer nos connaissances en génie civil, ainsi il nous a permis d'assimiler nos études dans le calcul d'un ouvrage de stockage en béton armé, et maîtriser l'utilisation des règlements techniques, aussi d'approfondir notre savoir théorique et pratique.

Du point de vue professionnel, cette étude nous a permis d'apprendre à faire une relation entre la sécurité, la technique et l'économie.

Le présent travail élaboré a porté sur le dimensionnement et l'étude d'un réservoir d'eau circulaire en béton armé de capacité 2000 m<sup>3</sup>, et ceci dans le but de répondre aux exigences du règlement parasismique Algérien.

L'objectif de notre projet est la conception, l'analyse et la modélisation d'un réservoir d'eau de forme circulaire en béton armé.

L'étude hydrodynamique nous a permis de vérifier que lors d'un séisme, les éléments de réservoir ne risquent pas d'être endommager par l'effet des vagues, et aussi de vérifier la stabilité de réservoir au renversement et au cisaillement.

On a utilisé le logiciel Robot Structural Analysis afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour que le chargement est uniforme sur toute la surface de réservoir.

Nous estimons qu'il est de notre pouvoir de réaliser un réservoir d'eau tout en apportant une stabilité à l'ouvrage pour entre autre sauver des vies humaines et assurer sa durabilité avec le temps.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera un référence pour d'autres projets de fin d'études.

## *Références bibliographiques*

- [1] Règles parasismiques Algérien. (RPA 99 version 2003)
- [2] Le fascicule 74.
- [3] L'Eurocode 2. (NF EN 1992-3)
- [4] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites. BAEL 91
- [5] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93
- [6] Ouvrages spéciaux en béton réservoirs. (Bruno COUSIN)
- [7] DTR BC 2.2 2005.
- [8] TIMOSHINKO. (Theory of plates and Shells)
- [9] Rapport de sol.
- [10] Calcul des ouvrages en Béton Armé. (BELAZOUUGUI)
- [11] Traité des ouvrages en béton Armé [Tome 6] (GUERRIN)
- [12] Règle de calcul et de conception en béton armé.
- [13] Thèse de doctorat « Diagnostic et analyse de risques liés au vieillissement des réservoirs en B.A, développement de méthodes d'aide à l'expertise ». (Hocine HAMMOUM).
- [14] Mémoire de fin d'étude « Etude d'un réservoir d'eau de capacité 1500 m<sup>3</sup> » Université Abderrahmane Mira de Bejaia Année 2013/2014.

## *Logiciels*

Robot Structural Analysis 2009.

Auto Cad 2018.

Word 2010.

Excel 2007.

## *Annexes*

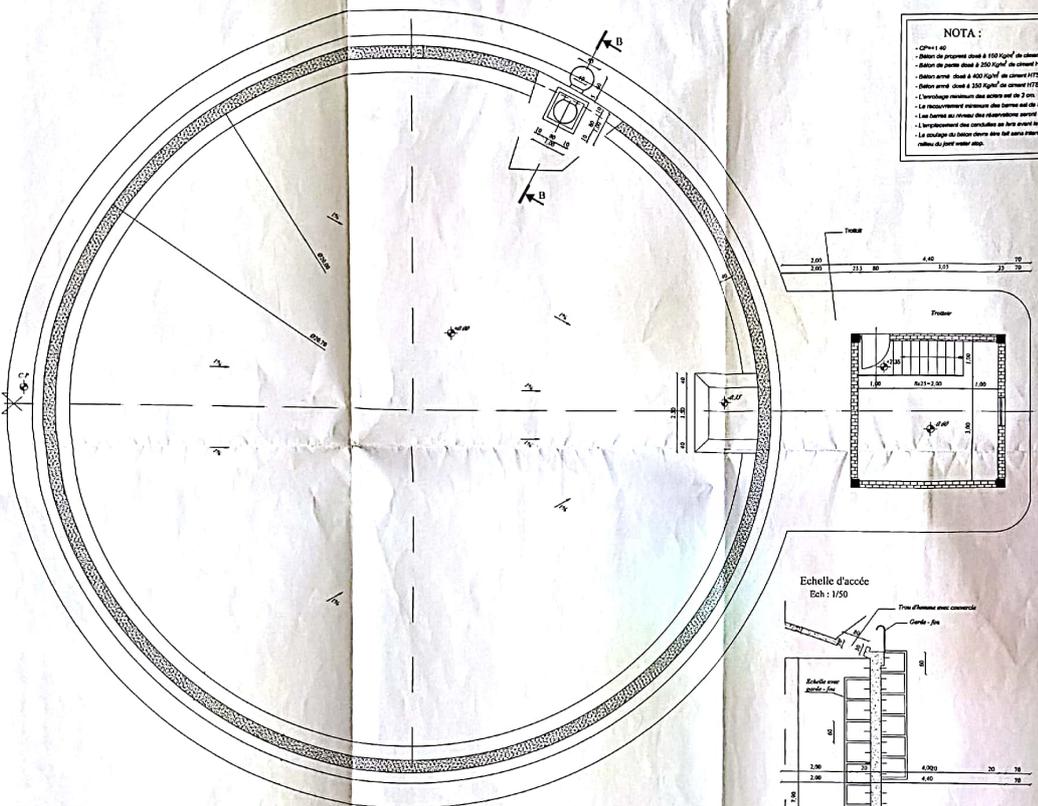
Les plans d'ouvrage de stockage.

Rapport de sol.

Rapport de stage.

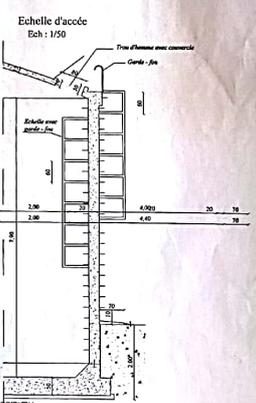
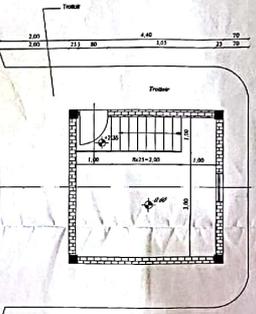
REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

VUE EN PLAN



**NOTA :**

- CP+1.40
- Béton de propreté classé à 150 kg/m<sup>3</sup> de ciment HTS.
- Béton de propreté classé à 200 kg/m<sup>3</sup> de ciment HTS.
- Béton armé classé à 400 kg/m<sup>3</sup> de ciment HTS pour réservoir.
- Béton armé classé à 200 kg/m<sup>3</sup> de ciment HTS pour escaliers et murs.
- L'armage minimum des aciers est de 7 cm.
- Le recouvrement minimum des barres est de 30D.
- Les barres au niveau des réservoirs seront classées sur classe.
- L'espacement des cercles de béton avant le coulage du béton.
- Le montage de béton devra être fait sans interruption jusqu'à l'obtention du joint vertical.



الهيئة الوطنية للتقنية الهندسية البنية التحتية  
 Organisation Nationale de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique  
 E.P.E. S.P.A. au Capital de 200.000.000 Da

Maitre d'ouvrage  
 DIRECTION DES RESSOURCES EN EAU DE LA WILAYA DE AIN TEMOUCENT

INTITULE PROJET  
 REALISATION D'UN RESERVOIR SEMI ENTERRE DE 2000 M3 A TERGA WILAYA DE AIN TEMOUCENT

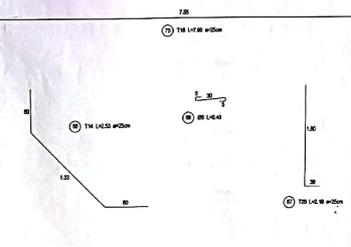
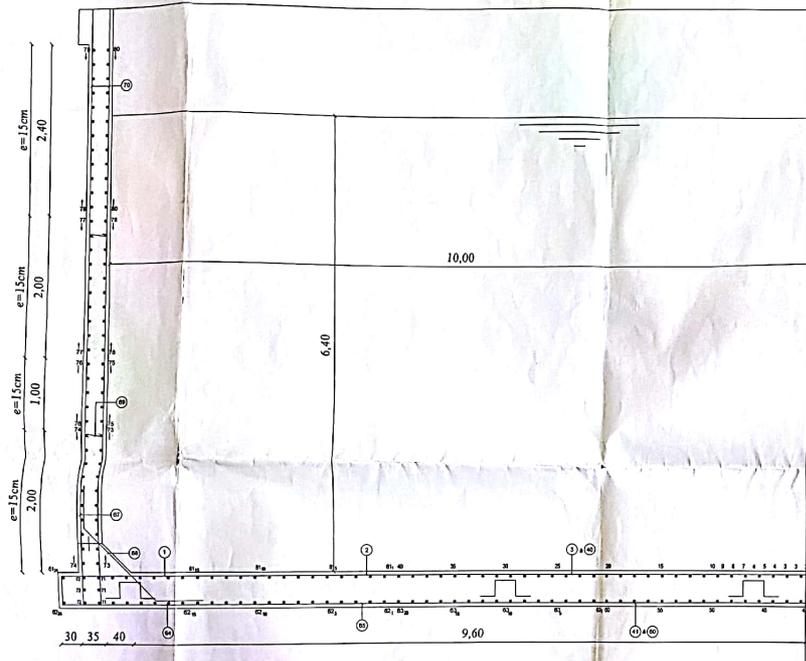
INTITULE PLAN  
 PLAN DE COFFRAGE VUE EN PLAN

NUMERO	01/CC				
PROJET	1/50				
DATE	01-2012				
ETUDE	0001				
DECIDE	0001				
VERIFIE	0001				

CTM 02/04  
 Tous droits réservés. Toute réimpression ou utilisation non autorisée sans la permission écrite de la CTM est formellement interdite.  
 Tous droits réservés. Toute réimpression ou utilisation non autorisée sans la permission écrite de la CTM est formellement interdite.

REALISÉ PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

*ferrailage Radier et paroi*



REPÈRE N°73->N°78

N°	Ø	R	2.π.R
73	20	10.03	62.98
74	20	10.40	65.31
75	20	10.03	62.98
76	20	10.40	65.31
77	16	10.03	62.98
78	16	10.40	65.31
79	15	10.03	62.98
80	15	10.40	65.31

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
 Direction Nationale de Contrôle Technique et de Construction Hydraulique  
 E.P.E.-S.P.A. au Capital de 200.000.000 Din

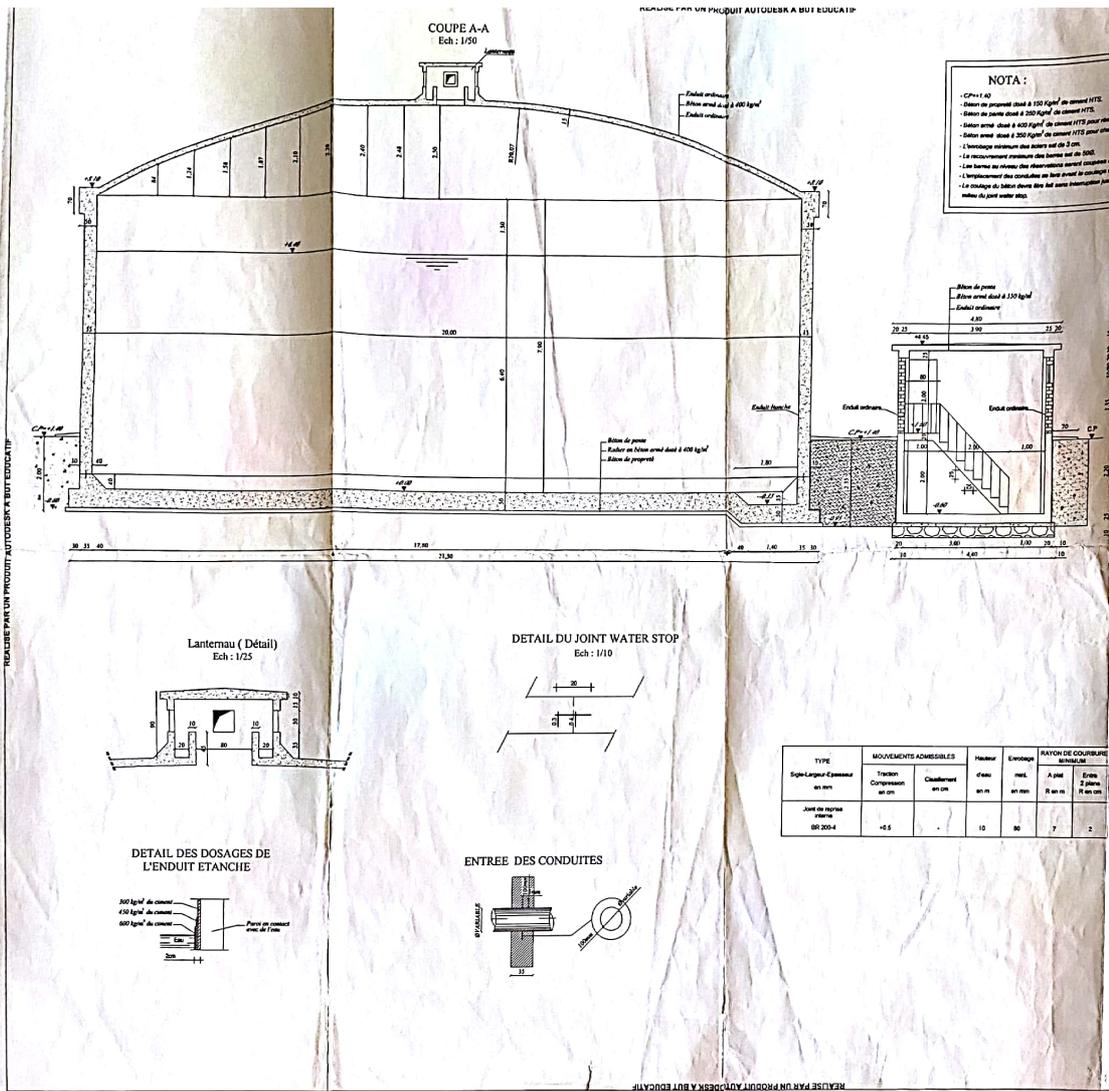
Maître d'ouvrage  
 DIRECTION DES RESSOURCES EN EAU DE LA WILAYA DE AIN TEMOUCHEM

INTITULE PROJET  
 REALISATION D'UN RESERVOIR SEMI ENTERRE DE 3000 M3 A TERGA WILAYA DE AIN TEMOUCHEM

TYPE DE PLAN  
 PLAN DE FERRAILAGE VOILE ET RADIER

INDICE	PLAF. N°	SCHEMATA	DATE	ETAT	REVISION	DATE	PREP.
	05/GC						

CHIFFRE  
 1413 Tel. (020) 20.000 Fax. (020) 20.007 Email: dnc@dncc.dz



**الهيئة الوطنية الجزائرية للتقنية المدنية**  
**الجمعية الوطنية الجزائرية للتقنية المدنية**  
**Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique**  
**EPH - 09, rue Castell de 200.000.000,000**

**Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique**  
**E.P.E.-S.P.A au Capital de 200.000.000 Da**

**Maître d'ouvrage :**  
DIRECTION DES RESSOURCES EN EAU DE LA WILAYA DE AIN TEMOUCHENT

**INTITULE PROJET :**  
REALISATION D'UN RESERVOIR SEMI ENTERRE DE 2000 M3 A TERGA WILAYA DE AIN TEMOUCHENT

**INTITULE PLAN :**  
PLAN DE COFFRAGE COUPE

NUMERO	DATE	REVISION	REVISION	REVISION	REVISION
02/GC	L/06	01-2017	002 MORTADIA	002 MORTADIA	002 MORTADIA

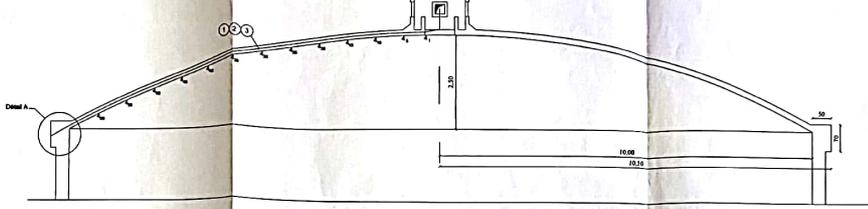
**ETUDIANT**  
Bouge 001, Université de Tlemcen, 34000 Tlemcen, Algérie  
Tel : 033 154 22 40 51 Fax : 033 154 22 38 37 Email: etudiant@univ-tlemcen.dz

REALISE PAR UN PRODUIT AUTODESK A BUT EDUCATIF

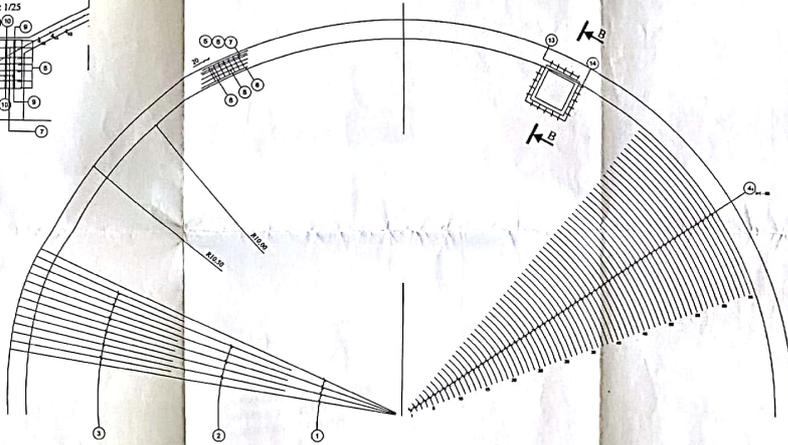
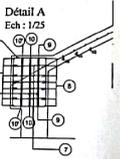
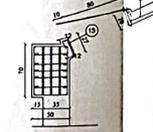
ferrailage coupole

REPERES N°8,9,10,11

N°	R	S.E.R	Raccordement
8	18.03	18.00	Ligne 02-00
9	18.13	18.12	Ligne 02-00
10	18.20	18.18	Ligne 02-00
11	18.40	18.31	Ligne 02-00
11	18.47	18.38	Ligne 01-00



COUPE B-B  
Ech : 1/25



- 10.30  
① T12 L=13.30 ø=80cm
- 7.30  
② T12 L=7.40 ø=80cm
- 5.30  
③ T12 L=5.40 ø=80cm

- ④ TR L=2.80 ø=20cm
- ⑤ Ø8 L=1.30 ø=20cm
- ⑥ Ø8 L=1.30 ø=20cm
- ⑦ Ø8 L=1.40 ø=20cm

- ⑧ 2TR L=3.80
- ⑨ Ø8 L=2.80 ø=20cm
- ⑩ Ø8 L=2.80 ø=20cm
- ⑪ 12TR L=3.80 ø=20cm

الجمهورية التونسية  
 Organisation Nationale de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique  
 E.P.E.- S.P.A. au Capital de 200.000.000 Da

Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique  
 E.P.E.- S.P.A. au Capital de 200.000.000 Da

Maître d'ouvrage :  
 DIRECTION DES RESSOURCES EN EAU DE LA WILAYA  
 DE AIN TEMOUCHEM

INTITULE PROJET :  
 REALISATION D'UN RESERVOIR SEMI ENTERRE  
 DE 2000 M3 A TERGA  
 WILAYA DE AIN TEMOUCHEM

INTITULE PLAN :  
 PLAN DE FERRAILAGE  
 DE LA COUPOLE

MATRICES	PLAN N°	ETHELLE	DATE	ETUDE	DESSEIN	VERIFIE
	03/GC	1/50	01-2017	ESSE MONTAFELIA	ESSE MONTAFELIA	BOUKAÏT BOUCHELAG

C.T.C.H.O.A.  
 Street 05/10 Avenue "A" 9000 La Marsa - Tunis  
 Tél. 81.64 (4) 22.46.52 Fax : 81.61 26.37.77. Email : o.n.c.t.h. @ gouv.tn

Réf :  
494/Lab/DRO/16



الهيئة الوطنية للرقابة التقنية لبناء الري  
Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique  
EPE . SPA au Capital de 700.000.000 DA



# RAPPORT GEOTECHNIQUE

**Projet :**  
**Réalisation d'un réservoir semi  
enterré de 2000 m<sup>3</sup> à TERGA.  
Wilaya de Ain Temouchent.**

LABORATOIRE CTH : BETON, SOL  
ET ANALYSE DE L'EAU

**Client :**  
**La Direction des Ressources  
en Eau de la Wilaya de Ain  
Temouchent.**

CONTROLE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION HYDRAULIQUE - ORAN  
(Direction Régionale Oran) Siège: 290 Logements Tour V Akid Lotfi Haï Khémisti - Oran  
Tél : (040) 22.40.52 - Fax : (041) 87.01.94 - Email: cthoran@gmail.com



**LABORATOIRE CTH: BETON, SOL ET ANALYSE DE L'EAU**

**Ref.:**494/BF/MA/LAB/DRO/16.

Oran le, 11/07/2016.

A  
**Monsieur le directeur  
des Ressources en Eau de la Wilaya de Ain Temouchent.**

**Projet:** Réalisation d'un Réservoir Semi Enterré de 2000 m<sup>3</sup> à Terga. Wilaya de Ain Temouchent.

Monsieur,

Nous avons l'honneur de vous transmettre trois (03) copies de notre rapport cité en objet.

Nous restons à votre entière disposition pour de plus amples renseignements.

Dans l'espoir que vous trouveriez le tout satisfaisant, recevez Monsieur,

l'expression de nos salutations les meilleures.

LE RESPONSABLE DE LABORATOIRE

الهيئة الوطنية للرقابة التقنية لبناء الري  
Laboratoire  
ORAN  
CTH  
MEMBER Abdelhakim  
Responsable Laboratoire

---

## Sommaire

---

- I. INTRODUCTION.
- II. LOCALISATION GEOGRAPHIQUE DU SITE
- III. TRAVAUX D'INVESTIGATION.
- IV. ESSAIS DE LABORATOIRE.
- V. DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DES SOLS EN PLACE.
- VI. SITUATION DE LA NAPPE D'EAU.
- VII. CAPACITE PORTANTE.
- VIII. TASSEMENT
- IX. CONCLUSION ET RECOMMANDATION.

---

## Annexes

---

- ✓ NOTES EXPLICATIVES.
- ✓ FICHES DE SONDAGE.
- ✓ GRANULOMETRIES.
- ✓ CISAILLEMENT DIRECT UU.
- ✓ CONSOLIDATION A L'OEDOMETRE.
- ✓ TABLEAU RECAPITULATIF DES ANALYSES CHIMIQUES.
- ✓ TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS DES ESSAIS DE LABORATOIRE.

## I. INTRODUCTION :

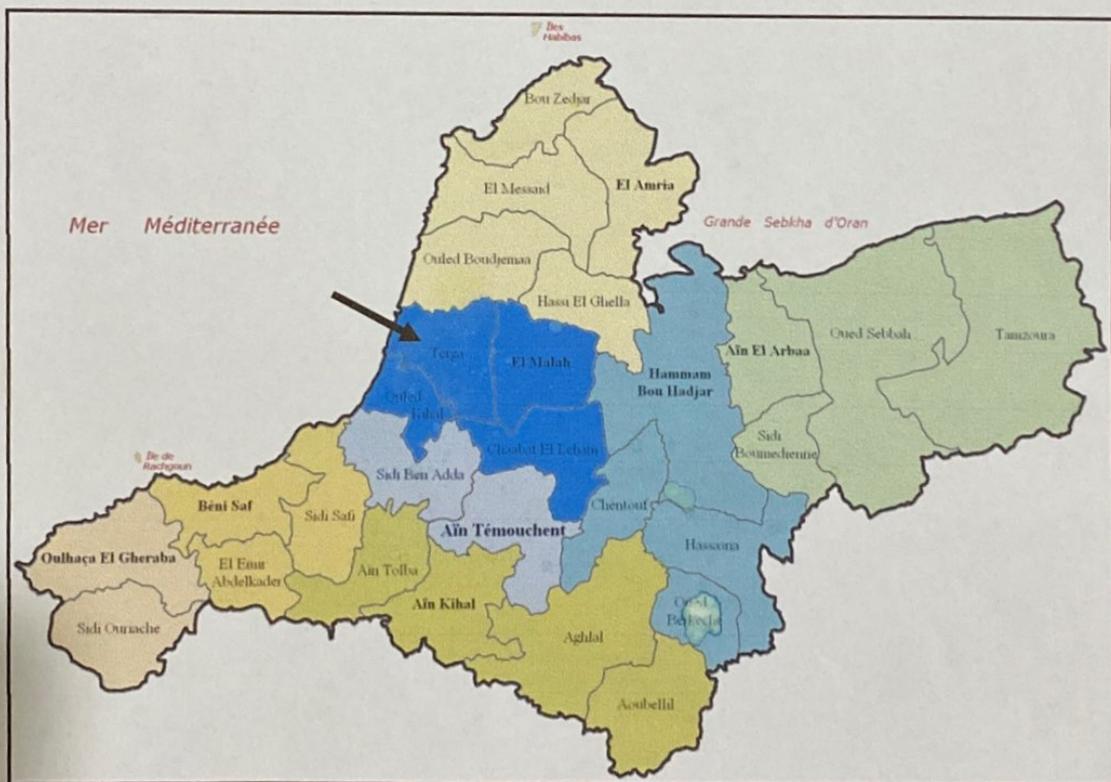
La direction des ressources en eau de la Wilaya de Temouchent a sollicité le laboratoire de l'organisme national de contrôle technique de la construction hydraulique d'Oran, par le bon de commande N° 12/16 daté du 05 Mai 2016, pour une étude géotechnique, dans le cadre de la construction d'un réservoir semi-enterré de 2000 m<sup>3</sup> à TERGA dans la Wilaya de Ain Témouchent.

L'intervention de notre laboratoire porte sur les points suivants :

- ☞ détermination de la nature des sols,
- ☞ détermination des caractéristiques géotechniques des sols,
- ☞ détermination des éventuels niveaux d'eau,
- ☞ détermination des paramètres de dimensionnement des fondations (contrainte de calcul, tassements).

## II. LOCALISATION GEOGRAPHIQUE DU SITE:

La commune de Terga s'étend sur une superficie de 65.07 Km<sup>2</sup>



### III. TRAVAUX D'INVESTIGATION :

Sur le site objet de notre d'investigation, deux sondages ont été réalisés en carottage continu atteignant la profondeur de 15.00 m chacun.

Les travaux de chantier se sont déroulés entre le 08 et 09 Juin 2016.

L'échantillonnage des sols a été effectué au moyen d'un carottier de 93/74 mm de diamètre avec un taux de récupération acceptable. Le fluide de forage est l'eau claire.

Un tubage de 112/78mm de diamètre a été utilisé pour maintenir les parois du trou.

Les échantillons ont été classés et numérotés dans des caisses à carottes de dimensions normalisées.

### IV. ESSAIS DE LABORATOIRE :

Sur les échantillons jugés représentatifs, des essais physico-chimiques et mécaniques ont été exécutés selon le type de formations rencontrées, parmi lesquels on distingue :

#### 1. Essai physico-chimique :

- Analyses granulométriques.
- Limites d'Atterberg.
- Poids volumiques apparents.
- Teneurs en eau.
- Teneurs en carbonates.
- Teneur en sulfates.

#### 2. Essai mécanique :

- Cisaillement direct UU.
- Consolidation à l'œdomètre.
- Gonflement.

### V. DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DES SOLS :

A l'endroit des sondages exécutés, on rencontre les formations suivantes :

#### • Alternance de calcaire gréseux et de sable limoneux :

Sous une mince couche de terre végétale, on rencontre une alternance d'une couche de calcaire gréseux dur à friable, broyé par endroits sous forme de graviers diversiformes, de couleur beige et d'une couche de sable limoneux grossier à moyen, jaunâtre.

Cette formation a été rencontrée jusqu'à 4.20m dans le sondage S01 et à 3.60m dans le S02.

Les essais d'identification réalisés sur cette formation ont donné les résultats suivants :



Analyse Granulométrique :

☞ Gravier :	G = 6.03 %.
☞ Sable :	S = 73.64 %.
☞ Fines :	F = 20.33 %.

Les essais de consistance sont non mesurables ce qui nous indique que les fines sont de composition limoneuse.

Le matériau est classé SL d'après la classification française LCPC.

Un essai de cisaillement direct UU réalisé sur un échantillon de sable jugés représentatifs a donné un angle de frottement interne  $\varphi_u$  de  $29.14^\circ$  et une cohésion  $C_u$  de  $0.16 \text{Kg/cm}^2$ .

Un essai de compression simple unidimensionnelle réalisée sur une éprouvette de calcaire a donné une résistance à la compression  $R_c$  de  $211.6 \text{Kg/cm}^2$ .

• **Calcaire gréseux à matrice sablo-argileuse:**

La couche suivante est constituée de calcaire gréseux fragmenté à broyé emballé dans une matrice sablo-argileuse.

Cette formation est constituée de proportions variables de gravier, sable et fines.

Deux essais de cisaillement direct UU réalisés sur des échantillons représentatifs ont donné un angle de frottement interne  $\varphi_u$  de  $23.89$  et  $26.57^\circ$  et une cohésion  $C_u$  de  $0.28$  et  $0.31 \text{Kg/cm}^2$ .

Un essai de consolidation unidimensionnelle à l'œdomètre réalisé sur un échantillon jugé représentatif a donné les résultats suivants :

Pression de consolidation	$P'_c = 2.49 \text{Kg/cm}^2$ .
Coefficient de compression	$C_c = 7.97 \%$ .
Coefficient de gonflement	$C_g = 0.58 \%$ .

Cette formation est surconsolidée et peu compressible.

Les essais chimiques effectués sur des échantillons représentatifs ont montrés que le sol est moyennement à fortement agressif. Il est classé A2 ou A3 d'après la norme Française P18-011.

Dans ce cas, des dispositions particulières doivent être prises pour la confection du béton prévu pour la réalisation de l'infrastructure

**NB :**

Il est à noter que lors de la réalisation du sondage S02, une fuite d'eau totale a été remarquée à 3.40m. Ceci est du probablement à la présence d'une cavité à cet endroit ou à l'état de fissuration de calcaire.

◆ Les résultats des essais de laboratoire sont regroupés dans les tableaux en annexes.

## VI. SITUATION DE LA NAPPE D'EAU :

Aucune présence d'eau n'a été décelée dans les sondages exécutés. Toute présence d'eau lors des travaux de terrassement et ce quel que soit son origine doit être signalée au laboratoire afin de procéder à des analyses chimiques.

## VII. CAPACITE PORTANTE :

La capacité portante a été évaluée à partir des résultats des essais de cisaillement direct UU, selon la formule de Terzaghi suivante:

$$Q_{adm} = \gamma D + \frac{\gamma B N_{\gamma} S_{\gamma} + \gamma D (N_q - 1) S_q + C N_c S_c}{F_s}$$

Avec :

$Q_{adm}$  : Capacité portante admissible.

$\gamma$  : Poids volumique apparent.

$\phi$  : Angle de frottement.

$C$  : Cohésion.

$B$  : Diamètre ou largeur de la semelle.

$D$  : Profondeur d'encastrement.

$F_s$  : Coefficient de sécurité.

$N_{\gamma}$  }  
 $N_q$  } : Coefficients de capacité portante.  
 $N_c$  }

$S_{\gamma}$  }  
 $S_q$  } : Coefficients correcteur de forme.  
 $S_c$  }

$$Q_{adm} = 8.75 \text{Kg/cm}^2$$

### VIII. TASSEMENT :

Les tassements ont été calculés d'après les résultats de l'essai de consolidation unidimensionnelle, selon la formule suivante :

$$\Delta H = H \frac{C_s}{1 + e_0} \text{Log} \left( \frac{P'_0 + \Delta P}{P'_0} \right)$$

Avec :

$\Delta H$  : Tassement.

H : Hauteur de la couche compressible

$C_s$  : Indice de gonflement.

$e_0$  : Indice des vides initial

$\Delta P$  : Accroissement des contraintes

$P'_0$  : Pression des terres.

$$\Delta H = 1.32 \text{ cm}$$

### IX. CONCLUSION ET RECOMMANDATION :

La direction des ressources en eau de la Wilaya d'Ain Témouchent envisage la construction d'un réservoir semi-enterré d'une capacité de 2000 m<sup>3</sup> dans la commune de Terga. Wilaya de d'Ain Témouchent.

Le radier sera dimensionné pour une capacité portante admissible de 2.50Kg/cm<sup>2</sup>.

La profondeur d'ancrage est de  $D > 1.50$  m, après décapage de la terre végétale.

Des hétérogénéités locales peuvent se présenter dans le sol de fondation qui fort probablement possède des formations karstiques ; il est nécessaire de détecter ces vides et délimiter leurs dimensions afin de les traiter et de fonder la semelle sur le même type de sol et à la même profondeur.

Le sol est chargé en ions sulfates. Il est moyennement à fortement agressif vis-à-vis du béton et des armatures ; pour la confection du béton, il faudra utiliser un ciment résistant aux sulfates.

Un drainage périphérique bien étudié est indispensable sur tout le pourtour de l'ouvrage afin d'éviter tout éventuel effet d'érosion par lessivage des particules fines pouvant induire un risque d'instabilité.

Ceci termine notre rapport.

**NB :**

- Les caractéristiques géotechniques des sols en place sont données au droit des deux sondages exécutés.
- Toutes anomalies ou changement de la nature du sol mis en évidence lors des travaux de terrassements doivent être signalées au laboratoire.

Ceci termine notre rapport.

- Il faut tenir compte de la sismicité de la région.

LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE



*MEMBER Abdelhakim*  
Responsable Laboratoire



---

# Annexe

---

## NOTES EXPLICATIVES

### SUR LES FICHES DE FORAGE

#### ELEVATION ET PROFONDEUR :

La première colonne donne la profondeur et les limites entre les différentes strates de sol.

L'élévation est donnée dans l'entête.

#### NIVEAU D'EAU :

Dans cette colonne, le symbole indique le niveau de la nappe phréatique relevée dans un piézomètre ou tube perforé, ou bien le niveau observé dans le tubage lors du forage.

#### NATURE DU TERRAIN :

La description du sol est donnée dans cette colonne selon le système de classification LCPC, les différentes classes granulométriques sont définies comme ci-dessous en fonction de la dimension des particules.

↷ ENROCHEMENT	200	<Ø		
↷ CAILLOUX	20	<Ø<	200	mm
↷ GRAVES	2	<Ø<	20	mm
↷ GROS SABLE	0.2	<Ø<	2	mm
↷ SABLE FIN	0.02	<Ø<	0.2	mm
↷ LIMON	0.002	<Ø<	0.02	mm
↷ ARGILE	0.0002	<Ø<	0.002	mm
↷ ULTRARGILE		Ø<	0.0002	mm

La description d'un sol composite se fait en utilisant la terminologie décrite ci-dessous selon les propositions des constituants et d'après la dimension des particules.

**CONSTITUANT PRINCIPAL (en pourcentage pondéral) :**

- ↳ Plus de 50 % des grains ont un  $\varnothing > 0.080$  mm : grains grossiers (gravier ou sable selon le % relatif).
- ↳ Plus de 50 % des grains ont un  $\varnothing < 0.080$  mm : grains fin (limon ou argile selon abaque de plasticité).

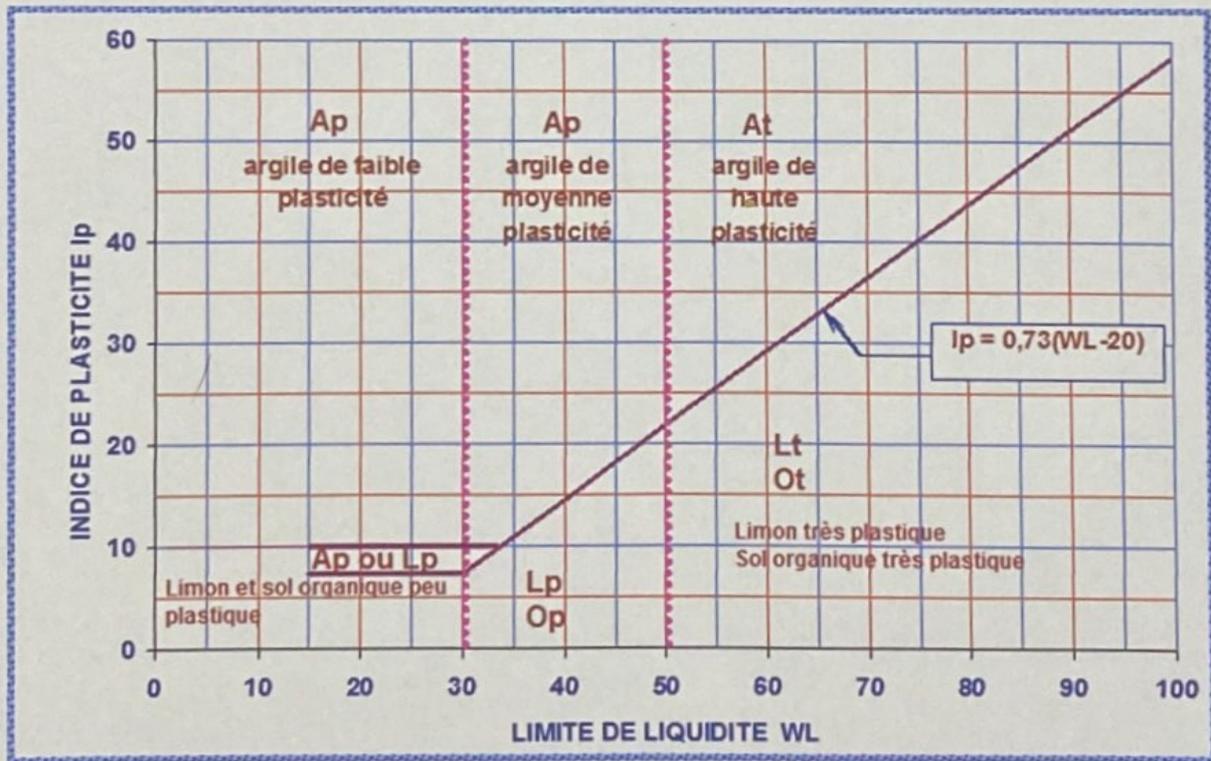
**CONSTITUANTS SECONDAIRES :**

- ↳ De 35 à 50 % (gravier / sable / limon / et argile).
- ↳ De 20 à 35 % adjectif (graveleux / sableux / limoneux / argileux)
- ↳ De 10 à 20 % un peu de (gravier / sable / limon / argile).
- ↳ De 00 à 10 % trace de (gravier / sable / limon / argile)

**NOMENCLATURE :**

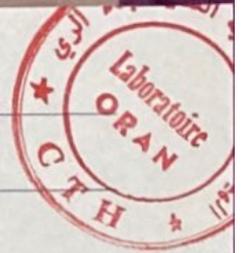
La classification des sols fins utilise les critères de plasticité liés aux limites d'Atterberg. Elle est précisée dans l'abaque de plasticité ci-dessous.

**ABAQUE DE PLASTICITE**



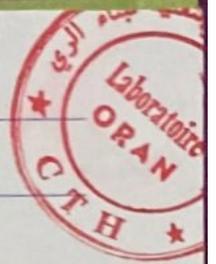
# CLASSIFICATION LCPC

## SOLS A GROS GRAINS (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES)



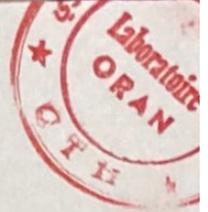
SOLS A GROS GRAINS (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES)							
SOLS A GROS GRAINS (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES)	Graviers et sols graveleux (plus de la moitié des gros grains > 2.00 mm)	Moins de 5% d'éléments < 0.080 mm	Graviers propres (peu ou pas de grains fins)	Gravier bien calibré ou mélange gravier – sable (peu ou pas de grains fins).	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$ $1 < Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} < 3$	Gb	
				Gravier mal calibré ou mélange gravier – sable (peu ou pas de grains fins).	Une des conditions de Gb non satisfaite	Gm	
		plus de 12% d'éléments < 0.080 mm	Graviers avec grains fins (pourcentage appréciable)	Gravier limoneux mélange gravier sable-limon.	Limite d'Atterberg au-dessous de " A "	GL	
				Gravier argileux Mélange gravier sable-argile.	Limite d'Atterberg au-dessus de " A "	GA	
	Sables et sols sableux dont plus de la moitié des gros grains < 2.00 mm.	Moins de 5% d'éléments < 0.080 mm	Sable propres ou pas de grains fin.	Sable bien calibre Ou Sable graveleux (peu ou pas de grains fins)	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$ $1 < Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} < 3$	Sb	
				Sable mal calibré ou sable graveleux (peu ou pas de grains fins)	Une des conditions de SW non satisfaite	Sm	
plus de 12% d'éléments < 0.080 mm		Sable avec grains fins (pourcentage appréciable)	Sable limoneux mélange sable-limon.	Limite d'Atterberg au-dessous de " A "	SL		
			Sable argileux mélange sable argile.	Limite d'Atterberg au-dessus de " A "	SA		

# CLASSIFICATION LCPC



## SOLS A GRAINS FINS (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES)

Sols à Grains Fins (voir abaqué de plasticité) (PLUS DE LA MOITIE DES PARTICULES < 0.080 m)	Limite d'Atterberg au-dessous de "A"	$WL \geq 50$	Limon inorganique, sol sableux très fin ou limoneux micacé ou contenant des diatomées, limon de plasticité élevée	Lt	
		$WL \leq 50$	Limon inorganique et sable très fin poussière de roche, sable très fin limoneux ou argileux ou limon	Lp	
	Limite d'Atterberg au-dessus de "A"	$WL \geq 50$	Argile inorganique de grande plasticité	At	
		$WL \leq 50$	Argile inorganique de faible plasticité argile graveleuse, sableuse, limoneuse	Ap	
	Limite d'Atterberg au-dessous de "A"	$WL \geq 50$	Argile organique d'une plasticité moyenne à élevée, limon organique	Ot	
		$WL \leq 50$	Limon organique et mélange, limon argileorganique de faible plasticité	Op	
	Terre noire et autres sols très organiques, Tourbe			PT	
	GRAINS FINS < 0.080 mm / GRAINS GROSSIERS > 0.080 mm				
	5 % < % inférieur à 0.080 mm < 12 % → (on utilise double symbole)				



### CAPACITE ET CONSISTANCE

La capacité et la consistance sont exprimées dans les termes suivants :

SOL GRANULAIRE (SABLES ET GRAVIERS)		SOL COHERENT (LIMON ET ARGILE)		
INDICE DE PENETRATION STANDARD « N » (COUPS /30 Cm)	COMPACITE OU DENSITE RELATIVE	INDICE DE PENETRATION STANDARD « N » (COUPS/30 Cm)	RESISTANCE OU CISAILLEMENT NON DRAINE Cu (Kg/Cm <sup>2</sup> )	CONSISTANCE
0 – 4	TRES LACHE	0 – 2	MOINS DE 0.12	TRES MOLLE
4 – 10	LACHE	3 – 4	0.13 – 0.25	MOLLE
10 – 40	COMPACT	5 – 8	0.26 – 0.50	FERME
30 – 50	DENSE	9 – 15	0.51 – 1.00	RAIDE
50 ET PLUS	TRES DENSE	16 – 30	1.01 – 2.00	TRES RAIDE
		31 ET PLUS	2.01 ET PLUS	DURE



الهيئة الوطنية للرقابة التقنية لبناء الري  
 Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique  
 EPE - SPA au Capital de 700.000.000 DA



RAPPORT DE FORAGE

Sondage : SC 01

Projet : Réalisation d'un réservoir 2000 m<sup>3</sup> à Terga.  
 Endroit : Wilaya de Ain Temouchent.

Dossier N° : 025  
 Client : DRE Ain Temouchent.

Date début : 08/06/2016  
 Date fin :  
 Profondeur forée (m) : 15  
 Niveau d'eau (m) : /

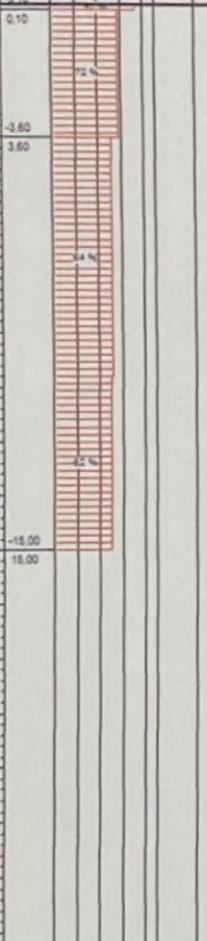
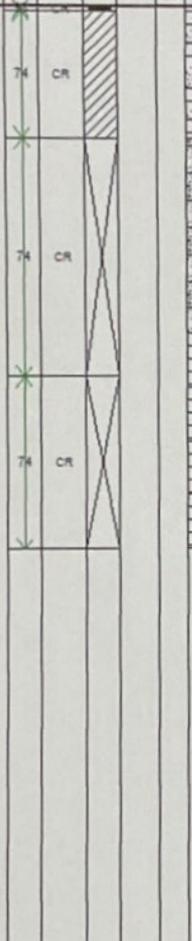
Coordonnées GPS:  
 X :  
 Y :  
 Z :

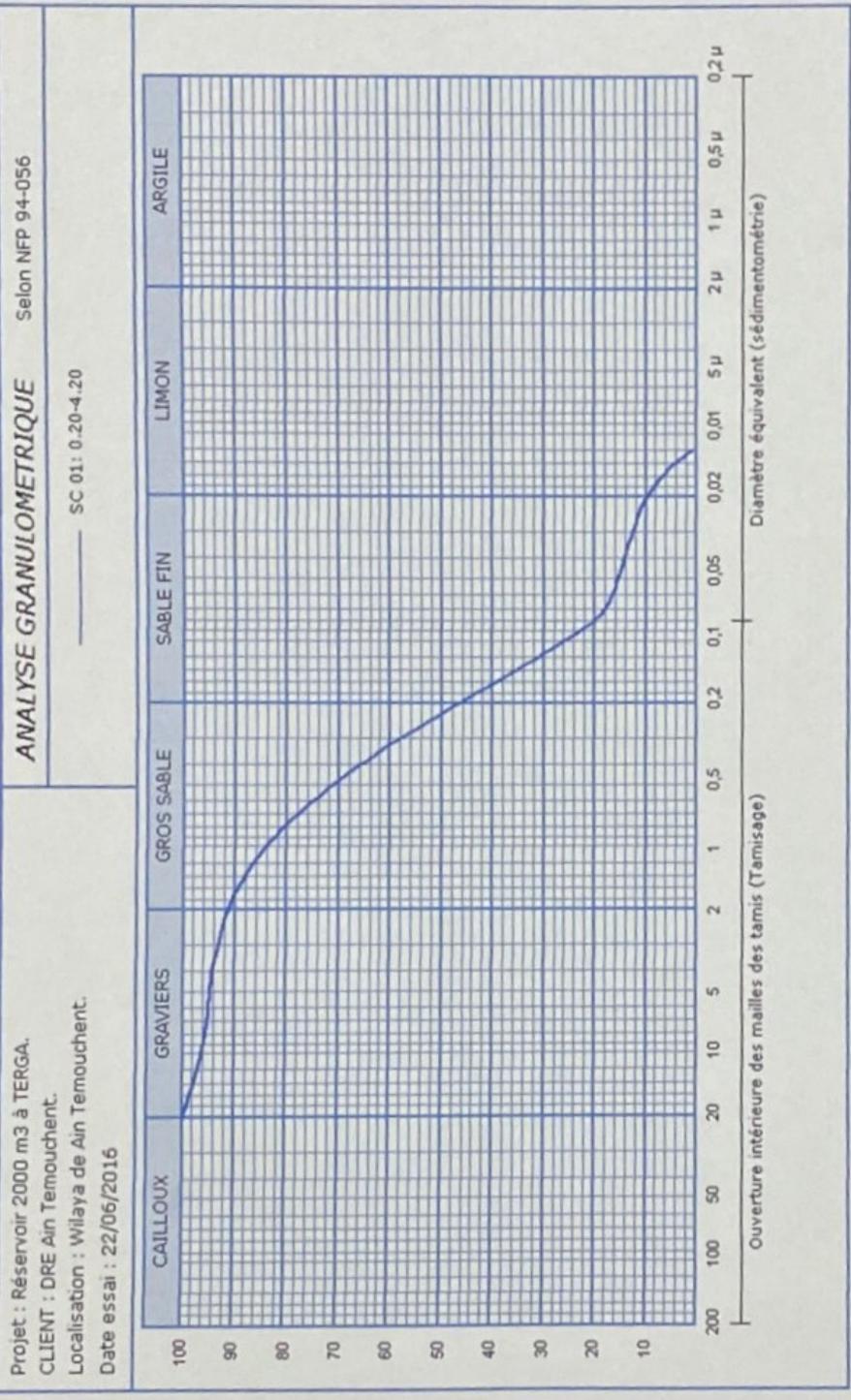
Boue de forage :  
 Type forage :  
 Foreuse :

Etat des échantillons :  
 Intact  Remanié  Paraffiné  Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	Symboles	DESCRIPTION	ESSAIS DE LABORATOIRE
0.20											terre végétale	
1.5											Alternance de calcaire gréseux dur à friable, broyé par endroits sous forme de graviers diversiformes, de couleur beige et de sable limoneux grossier à moyen jaunâtre.	
3.0												
4.20												
4.5												
6.0												
7.5												
9.0												
10.5											Calcaire gréseux fragmenté à broyé emballé dans une matrice sablo-argileuse marron foncé à beige.	
12.0												
13.5												
15.0											Fin du forage à une profondeur de 15 m.	
15.00												
16.5												
18.0												
19.5												
21.0												
22.5												
24.0												
25.5												
REMARQUES :											TYPE CAROTTIER :	
											CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	
											ABREVIATIONS :	
											AQ : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Limites d'Atterberg (WL, PL) W : Teneur en eau PV : Poids volumique (G <sub>s</sub> , G <sub>m</sub> ) AC : Analyse chimique CR : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à renforcement	
Préparé par :				Vérifié par :				13/07/2016		Page : 1 de 1		

© Soferats 2013

	الهيئة الوطنية للرقابة التقنية لبناء الري Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique S.P.E. S.P.A au Capital de 700.000.000 DA		<b>RAPPORT DE FORAGE</b> Sondage : SC 02
Projet : Réalisation d'un réservoir 2000 m3 à Terga. Endroit : Wilaya de Ain Temouchent.		Dossier IP : 025 Client : DRE Ain Temouchent.	
Date début : 09/06/2016 Date fin : Profondeur forée (m) : 15 Niveau d'eau (m) : /	Coordonnées GPS: X : Y : Z :	Boue de forage : Type forage : Foreuse :	Etat des échantillons : Intact <input type="checkbox"/> Remanié <input type="checkbox"/> Paraffiné <input type="checkbox"/> Roche <input type="checkbox"/>
Echelle (m) Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2) ROD Tubage Carottier Etat Profondeur Echantillon Niveau d'eau Symboles	DESCRIPTION ESSAIS DE LABORATOIRE
0.10 1.5 3.0 3.60 4.5 6.0 7.5 8.0 10.5 12.0 13.5 15.0 15.00 16.5 18.0 19.5 21.0 22.5 24.0 25.5			Terre végétale. Alternance de calcaire gréseux dur à friable, broyé par endroits sous forme de graviers diversiformes, de couleur beige et de sable limoneux grossier à moyen jaunâtre. calcaire gréseux fragmenté à broyé emballé dans une matrice sablo-argileuse marron foncé à beige. Fin du forage à une profondeur de 15 m.
REMARQUES :		TYPE CAROTTIER : CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier	ABBREVIATIONS : Ag : Analyse granulométrique S : Sédimétrie L : Limites d'Atterberg(WL,PI) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique(60, 60) AC : Analyse chimique CIB : Cisaillement rectiligne TR : Cisaillement Triaxial Rc : Résistance à la compression CED : Essai oedométrique GL : Gonflement libre R : Refus à renforcement
Préparé par :	Vérifié par :	13/07/2016	Page : 1 de 1



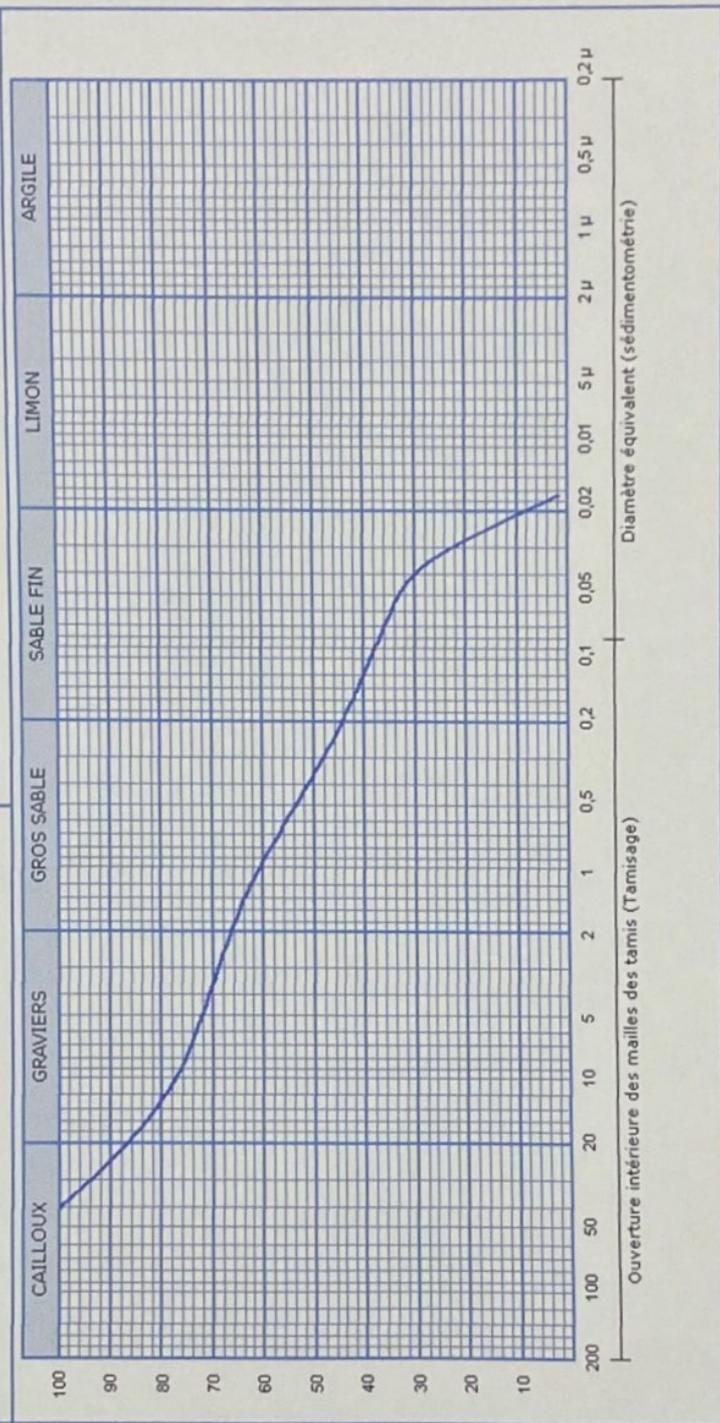
17/27

Réservoir Semi Enterré de 2000 m<sup>3</sup> à Terga.

Projet : Réservoir 2000 m<sup>3</sup> à TERGA.  
CLIENT : DRE Ain Temouchent.  
Localisation : Wilaya de Ain Temouchent.  
Date essai : 22/06/2016

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC 01: 4.20-10.70



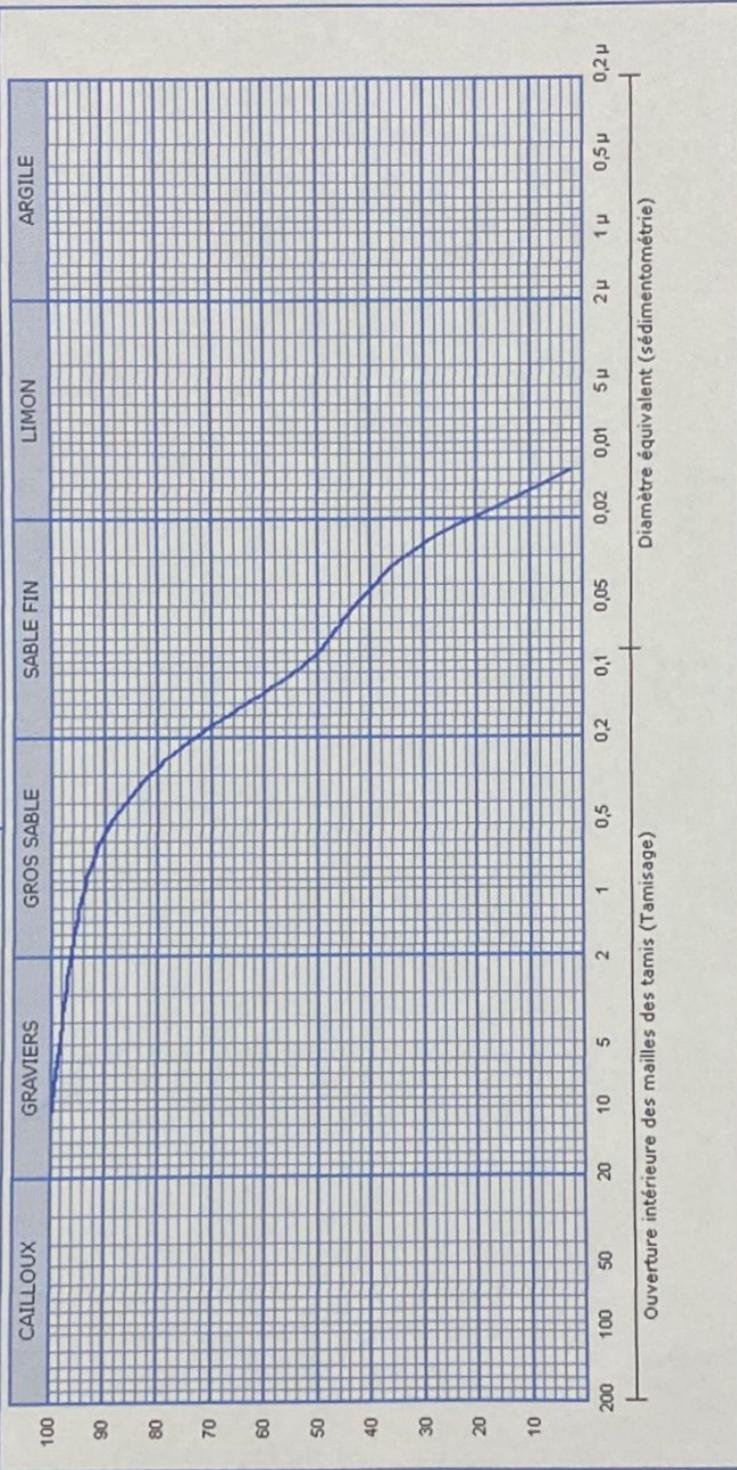
Réservoir Semi Enterré de 2000 m<sup>3</sup> à Terga.

18/27

Projet : Réservoir 2000 m<sup>3</sup> à TERGA.  
CLIENT : DRE Ain Temouchent.  
Localisation : Wilaya de Ain Temouchent.  
Date essai : 22/06/2016

**ANALYSE GRANULOMETRIQUE** Selon NFP 94-056

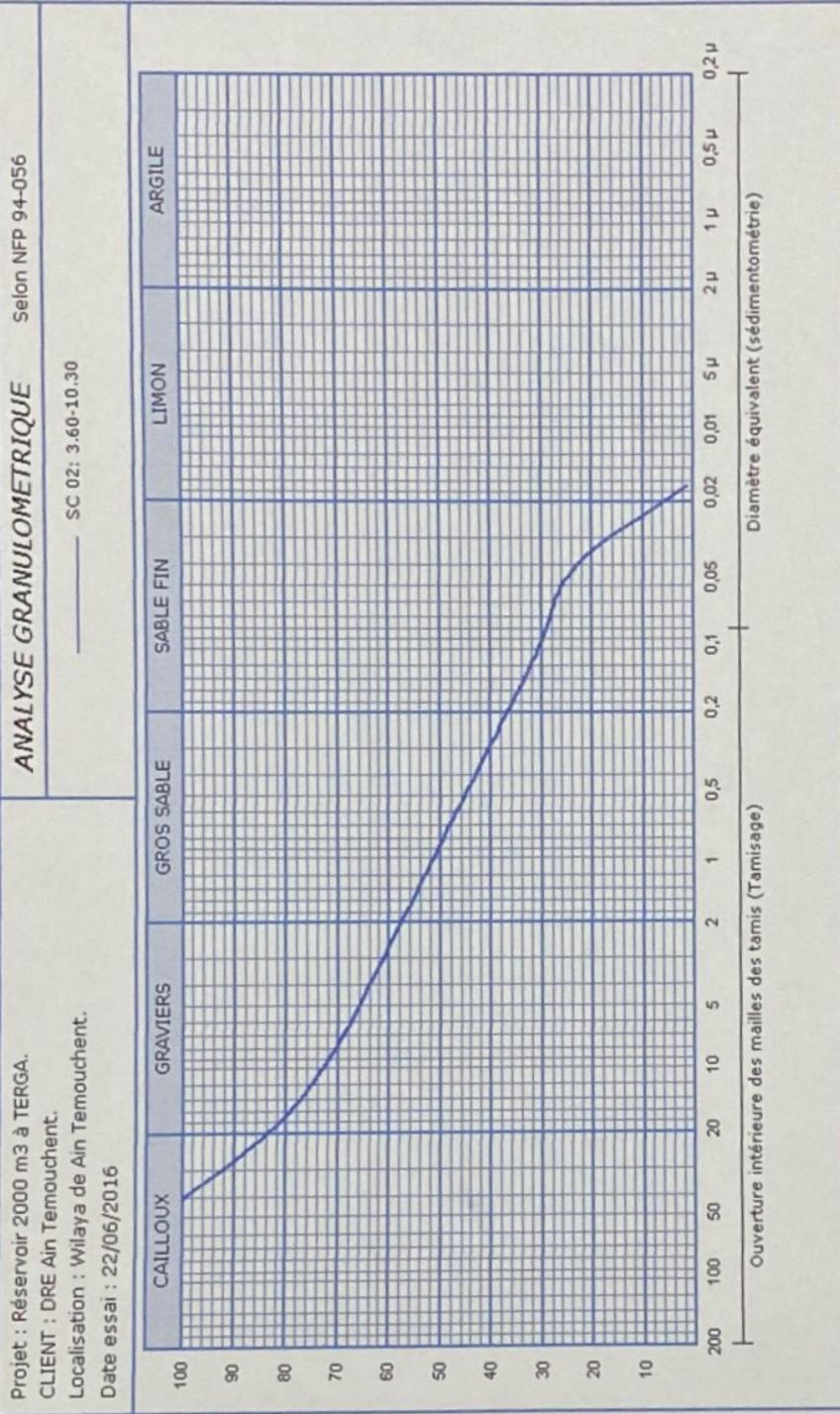
SC 01: 10.70-15.0



Réservoir Semi Enterré de 2000 m<sup>3</sup> à Terga.

19/27

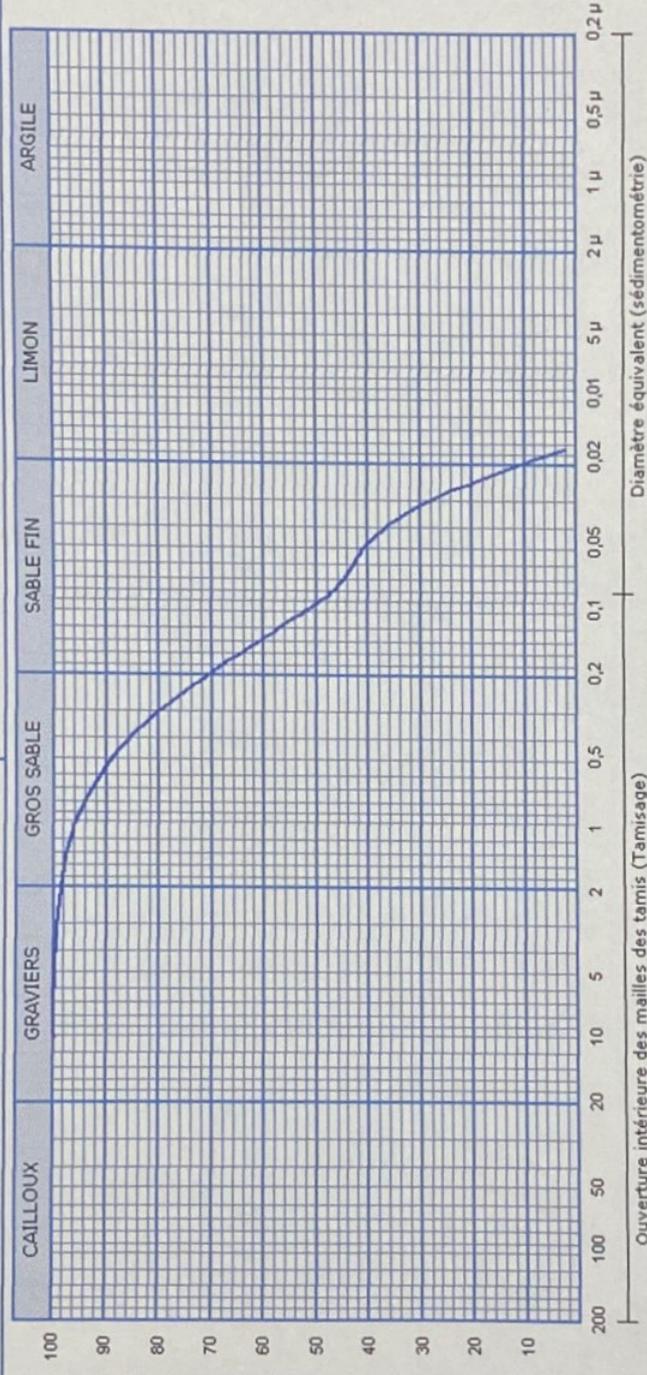




Projet : Réservoir 2000 m<sup>3</sup> à TERGA,  
CLIENT : DRE Ain Temouchent.  
Localisation : Wilaya de Ain Temouchent.  
Date essai : 22/06/2016

ANALYSE GRANULOMETRIQUE Selon NFP 94-056

SC 02: 10.30-15.0



Réservoir Semi Enterré de 2000 m<sup>3</sup> à Terga.

21/27



الهيئة الوطنية للرقابة التقنية لبناء السري  
 Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique  
 EPE - SPA au Capital de 700.000.000 DA



RAPPORT D'ESSAI  
 ESSAI DE CISAILLEMENT



Client : DRE Ain Temouchent.

N° Projet : 025

Projet : Réalisation d'un réservoir semui enterré 2000 m3 à Terga.

Endroit : Wilaya de Ain Temouchent

Sondage n° : SC 01

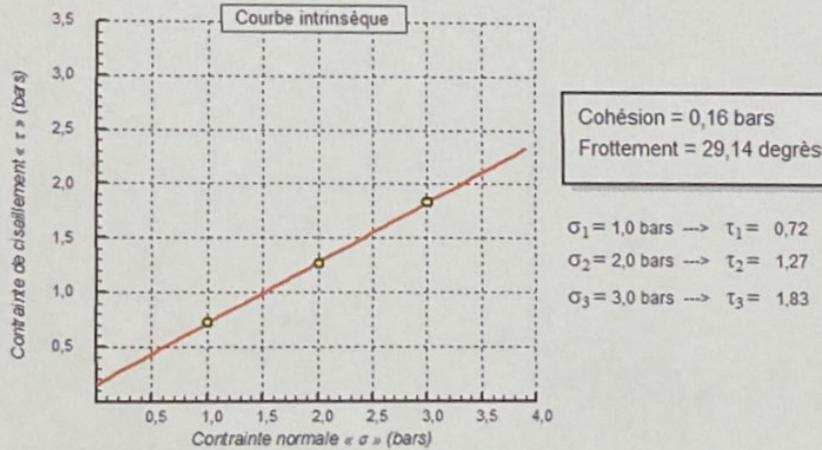
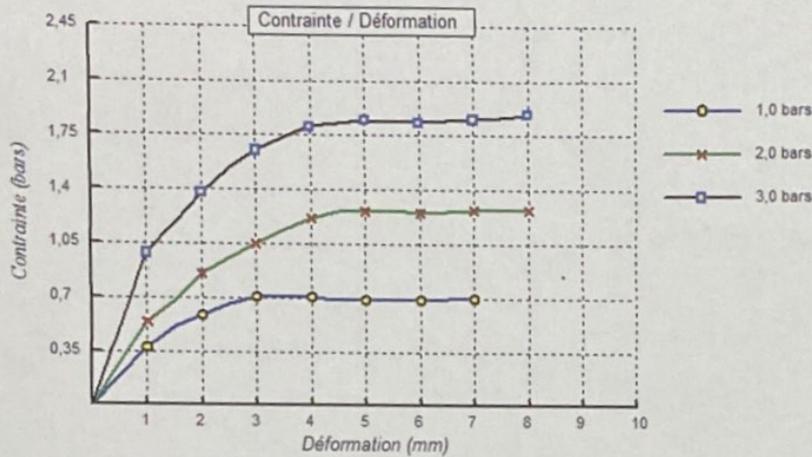
Type d'essai : UU

Profondeur : 0.20-4.20

Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn

Nature :

Date essais : 20/06/2016



© SofTeles 2013

Remarque :

Préparé par :

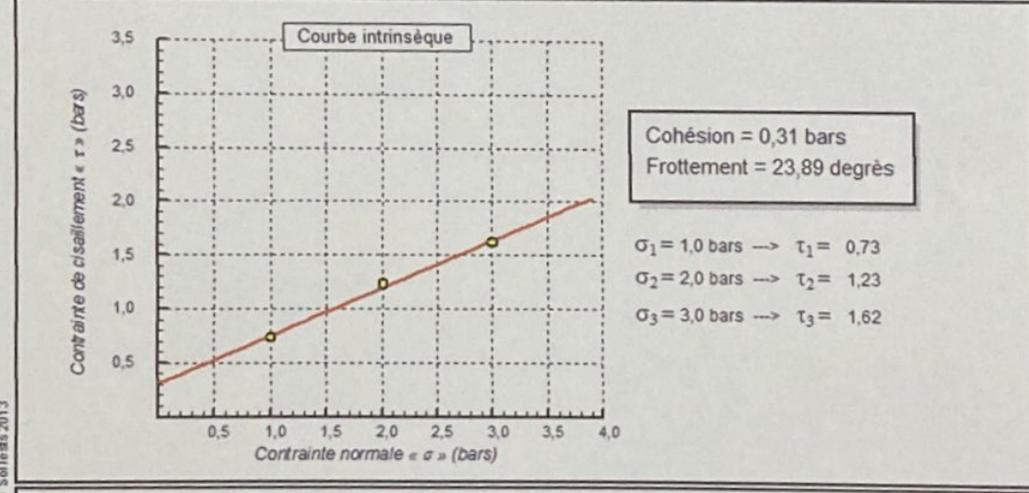
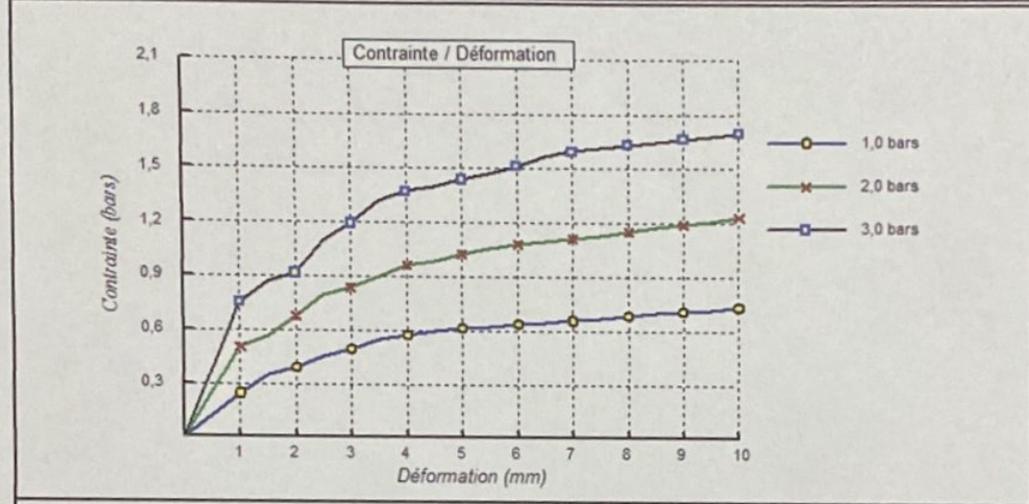
Approuvé par :

Date :



Client : DRE Ain Temouchent. N° Projet : 025  
 Projet : Réalisation d'un réservoir semui enterré 2000 m3 à Terga.  
 Endroit : Wilaya de Ain Temouchent

Sondage n° : SC 01 Type d'essai : UU  
 Profondeur : 4.20-10.70 Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn  
 Nature :  
 Date essais : 22/06/2016



© SofTers 2013

Remarque :

Préparé par : Approuvé par :  
 Date :



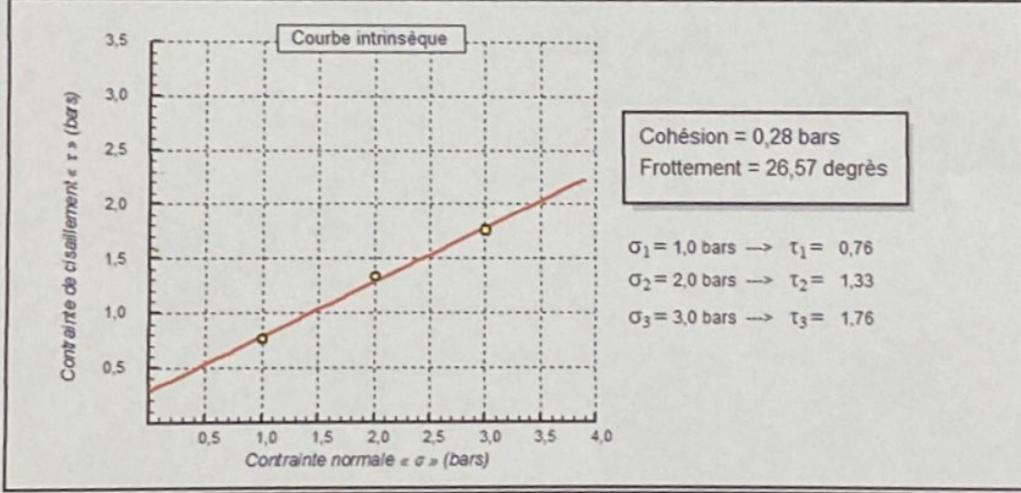
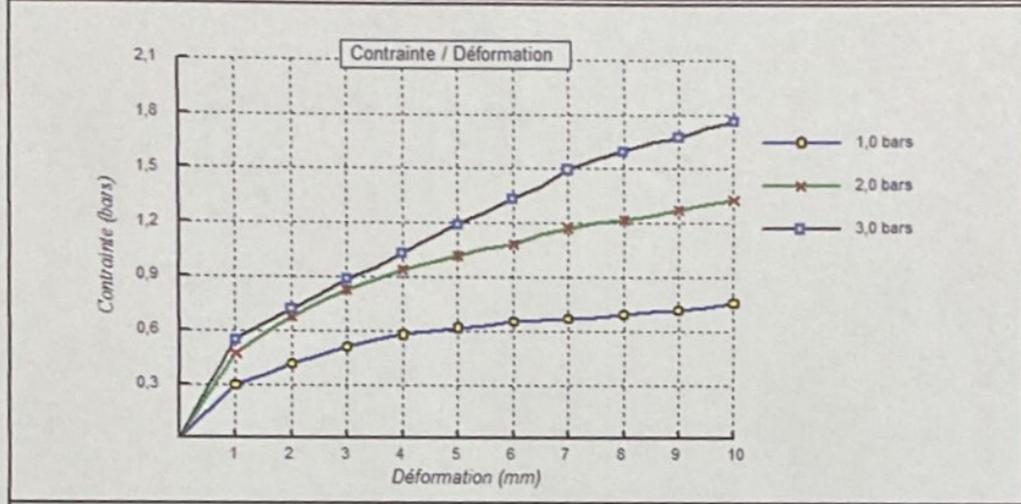
الهيئة الوطنية لترقية التقنية لبناء الري  
Organisme National de Contrôle Technique de la Construction Hydraulique  
EPE - SPA au Capital de 700.000.000 DA



### RAPPORT D'ESSAI ESSAI DE CISAILLEMENT

Client : DRE Ain Temouchent. N° Projet : 025  
Projet : Réalisation d'un réservoir semui enterré 2000 m<sup>3</sup> à Terga.  
Endroit : Wilaya de Ain Temouchent

Sondage n° : SC 02 Type d'essai : UU  
Profondeur : 3.60-10.30 Vitesse de cisaillement : 1,5 mm/mn  
Nature :  
Date essais : 26/06/2016



© SolTeas 2013

Remarque :

Préparé par :	Approuvé par :	Date :
---------------	----------------	--------

Cliant : DRE Ain Temouchent

N° Projet : 025

Projet : Réalisation d'un réservoir semi enterré de 2000 m<sup>3</sup> à Terga.

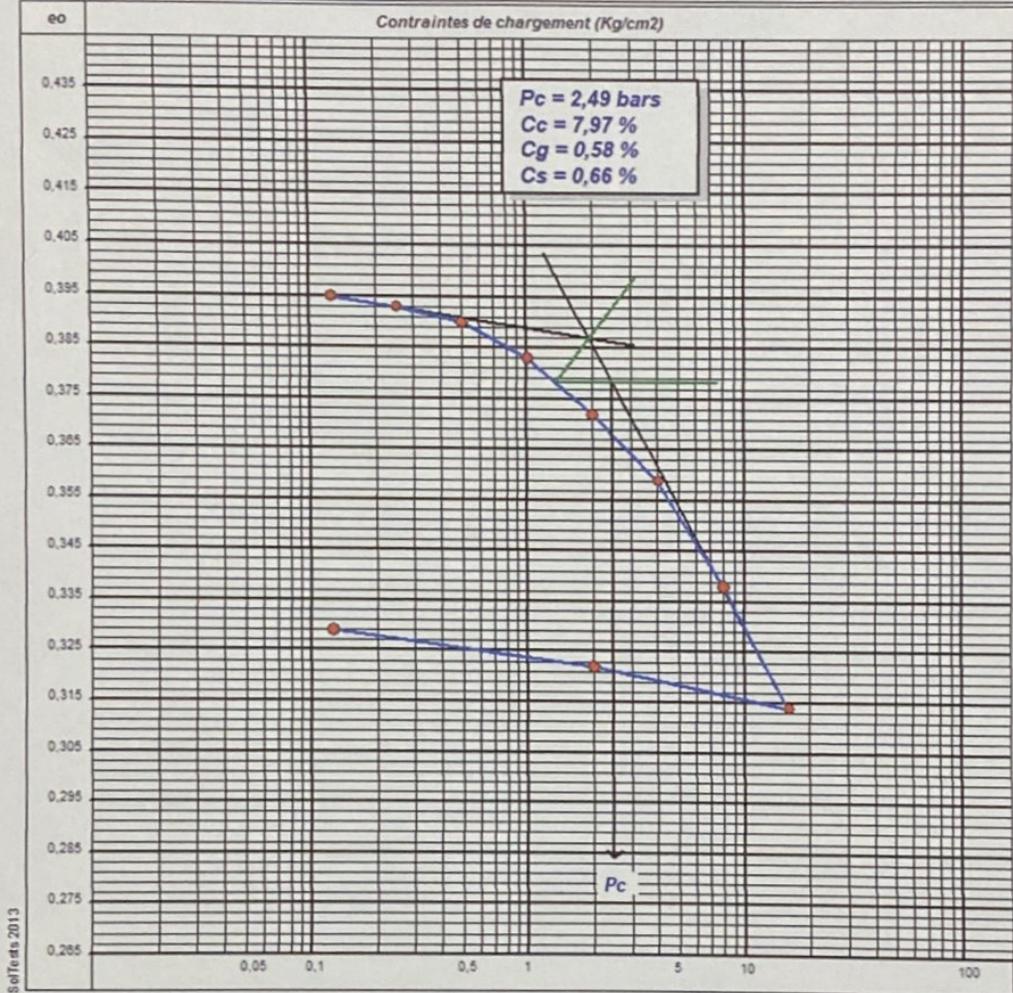
Endroit : Wilaya de Ain Temouchent.

Sondage n° : SC 01

Profondeur : 4,20-10,70

Nature :

Date essais :



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

## TABLEAU RECAPITULATIF DES ANALYSES CHIMIQUES

FOR. N°	PROF (m)	CaCO <sub>3</sub> %	SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup> %	CLASSE D'AGRESSIVITE
SC 01	0.20-4.20	51	/	/
	4.20-10.70	65	1.03	A2 Moyennement agressif
	10.70-15.00	15	/	/
SC 02	0.10-3.60	64	/	/
	3.60-10.30	44	1.54	A3 Fortement agressif
	10.30-15.00	24	/	/

