

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de : Génie Civil & Hydraulique
Spécialité : Génie Civil
Option : Structures

Présentée par : HAMZA OUI Kawther

**Thème : CALCUL DES EFFORTS ET FERRAILLAGE DES
DIFFERENTS ELEMENTS D'UN
CHATEAU D'EAU 500M³**

Sous la direction de : Dr. HIMEUR Mohammed

Juin 2023

REMERCIEMENTS

Mes remerciements s'adressent d'abord à Dieu, créateur de toutes choses, pour son souffle et tous ses innombrables bienfaits.

*Je remercie en premier lieu mes chers **parents**, pour leur soutien constant et leurs encouragements sans limite.*

*Je remercie surtout mon encadreur, Monsieur **HIMEUR Mohammed** Docteur et chef de département Génie Civil et Hydraulique à l'université du 08 mai 1945 de Guelma, pour tous ses précieux conseils, pour son écoute active, sa disponibilité. Grâce à lui, j'ai pu avoir une base de travail solide sur laquelle j'ai pu m'appuyer pour réaliser ma démarche de recherche et d'analyse.*

Comme je remercie, tout le personnel de l'organisme national de contrôle technique et de la construction. (CTC) Guelma je cite :

- ✓ *Tout d'abord, le Directeur de l'agence, Monsieur **BENDJABALLAH Kheireddine** pour son accueil et son accord.*
- ✓ *Le responsable de stage, Monsieur **LOUCIF Kamel** pour son assistance, pour son ouverture d'esprit, sa patience et surtout pour sa bonne humeur, j'ai eu l'honneur et la chance de bénéficier de ses connaissances et compétences, de ses précieux conseils et de son suivi tout au long de mon stage.*
- ✓ *Les ingénieurs du département 'Projet Logement' **Mr. BOUCHAHED Rabeh**, **Mr. SAHKI Hichem**, **Mr. BENCIKH Raouf** ainsi que tous ceux dont j'ai oublié le nom et qui nous ont apporté un plus durant ce stage*

*J'adresse également mes sincères remerciements et mon immense gratitude à tous les **professeurs** qui m'ont enseigné durant mon cursus universitaire et tout spécialement Pr. **CHERAIT Yacine** et Pr. **MANSOURI Rachid**.*

Je tiens à présenter toute ma gratitude aux membres du jury pour avoir accepté D'honorer cette soutenance et pour l'effort qu'ils fournissent pour juger ce travail.

Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire, merci à tous.

*Enfin, un grand merci à tous mes **collègues** de promotion 2022/2023, je leur souhaite bonne chance et succès dans leur vie professionnelle.*

DEDICACES

J'ai un grand plaisir de dédier ce modeste travail à :

- *Mes très chers **parents***
- *Ma **mère** ma source de force et d'inspiration, la plus forte femme que je connais, merci pour tout ton soutien, tes encouragements, tes prières et surtout ta présence.*
- *Mon **père** pour ses prières et ses conseils tout au long de mon parcours d'études*
- *Mon cher **frère** Brahim*
- *Toute la **famille** HAMZAOUI*
- *Toute la **famille** SAOUCHI*
- *Tous mes **amis** (es)*
- *Mon **encadreur** Dr. HIMEUR Mohammed
J'espère pouvoir vous honorer par ce modeste travail.*
- *Tous mes collègues de la promotion 2022/2023*

ملخص

يهدف مشروع نهاية الدراسة هذا إلى تقديم طرق حساب العناصر الهيكلية بالإضافة إلى تعزيزها، وقد اعتمدنا مثال برج مياه خرساني أسطواني بسعة 500 م³ يقع في مدينة قالمة. لتنفيذ هذا العمل تم حساب الجهود وتقوية برج المياه عن طريق تقسيم العمل إلى عدة عناصر هيكلية وهي: قبة السقف، الحزام العلوي، الخزان الأسطواني، الحزام السفلي، الجزء المخروطي، المدخنة، حزام الدعم للخزان والقبة السفلية.

الكلمات المفتاحية: برج المياه، الخرسانة المسلحة، العناصر الهيكلية.

Abstract

This project of end of study has for main objective to present the methods of calculation of the structural elements as well as their reinforcement, we adopted the example of a cylindrical water tower out of reinforced concrete of a capacity of 500 m³ located in Guelma.

To carry out this work, the calculation of the efforts and the reinforcement of the water tower, was carried out by breaking down the work into several structural elements which are : the roof dome, the upper belt, the cylindrical tank, the lower belt, the frustoconical part, the chimney, the support belt of the tank and the bottom dome.

Keywords : Water tower, reinforced concrete, structural elements

Résumé

Ce projet de fin d'étude a pour objectif principal de présenter les méthodes de calcul des éléments structuraux ainsi que leur ferrailage, nous avons adopté l'exemple d'un château d'eau cylindrique en béton armé d'une capacité de 500 m³ situé à Guelma.

Pour mener à bien ce travail, le calcul des efforts et du ferrailage du château d'eau, a été effectué par décomposition de l'ouvrage en plusieurs éléments structuraux que sont : la coupole de couverture, la ceinture supérieure, la cuve cylindrique, la ceinture inférieure, la partie tronconique, la cheminée, la ceinture d'appui de la cuve et la coupole de fond.

Mot clés : Château d'eau, béton armé, éléments structuraux

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre 01 - NOTIONS GENERALES SUR LES RESERVOIRS

1.1 - Introduction	02
1.2 - Historique	02
1.3 - Quelques Châteaux d'eau remarquables	03
1.4 - Avantages et inconvénients des châteaux d'eau	08
1.5 - Principe de fonctionnement	08
1.6 - Différents types de châteaux d'eau	09
1.6.1 - Cuve cylindrique métallique	09
1.6.2 - Type Hennebique	10
1.6.3 - Type Monnoyer	10
1.6.4 - Type colonne	11
1.6.5 - Cuve à faible encorbellement ou champignon	11
1.6.6 - Cuve conique avec fût droit ou fût conique	12
1.6.7 - Cuve à fort encorbellement	12
1.6.8 - Cuve sphérique	13
1.6.9 - Cuve sphéroïdale	13
1.6.10 - Cuve à fond sphéroïdal	14

Chapitre 02 - ANALYSE DES ELEMENTS DE COQUE D'UN RESERVOIR 500m³

2.1 - Données	15
2.1.1 - Nature des éléments de coque	15
2.1.2 - Hypothèses	16
2.1.3 - Eléments de base	16
2.1.4 - Pré dimensionnement	16
2.2 - Etude de la coupole	17
2.2.1 - Géométrie et Poids	17
2.2.2 - Efforts induits pour le ferrailage horizontal	18

2.2.3	- Efforts induits pour le ferrailage selon le méridien	19
2.2.4	- Combinaison de charges pour le ferrailage horizontal	20
2.2.5	- Combinaison de charges pour le ferrailage du méridien	20
2.2.6	- Ferrailage	20
2.3	- Etude de la cuve	22
2.3.1	- Section verticale	22
2.3.2	- Section horizontale	23
2.3.3	- Ferrailage de la cuve cylindrique	27
2.4	- Etude de l'encorbellement tronconique	30
2.4.1	- Types d'efforts	30
2.4.2	- Ferrailage	30
2.5	- Coupole de fond	32
2.5.1	- Géométrie et Poids	32
2.5.2	- Efforts induits pour le ferrailage horizontal	33
2.5.3	- Efforts induits pour le ferrailage selon le méridien	34
2.5.4	- Combinaison de charges pour le ferrailage horizontal	35
2.5.5	- Combinaison de charges pour le ferrailage du méridien	35
2.5.6	- Ferrailage	35
2.6	- Cheminée	37

Chapitre 03 - ANALYSE DES ELEMENTS LINEIQUES D'UN RESERVOIR 500m³

3.1	- Données	38
3.1.1	- Nature des éléments linéiques	38
3.1.2	- Hypothèses	39
3.1.3	- Eléments de base	39
3.1.4	- Pré dimensionnement	39
3.2	- Etude de la ceinture supérieure	40
3.2.1	- types d'efforts	40
3.2.2	- Efforts induits pour le ferrailage	40
3.2.3	- Combinaison de charges pour le ferrailage de la ceinture	

LISTE DES FIGURES

Chapitre 01 - NOTIONS GENERALES SUR LES RESERVOIRS

Figure 1.1	château d'eau Kulmino	03
Figure 1.2	château d'eau d'Athis-Mons	04
Figure 1.3	château d'eau de Pêyrrou	04
Figure 1.4	château d'eau de Toulouse	05
Figure 1.5	château d'eau de Houdan	05
Figure 1.6	château d'eau de Sélestat	06
Figure 1.7	château d'eau The House in the Clouds	06
Figure 1.8	château d'eau Palavas-les-Flots	07
Figure 1.9	château d'eau de Ploubalay	07
Figure 1.10	château d'eau avec contrefort extérieurs	09
Figure 1.11	château d'eau avec sculpture	09
Figure 1.12	château d'eau de Saint-Pierre	09
Figure 1.13	Cuve cylindrique métallique	09
Figure 1.14	Château d'eau « type Hennebique »	10
Figure 1.15	Château d'eau « type Monnoyer »	10
Figure 1.16	Château d'eau « type colonne »	11
Figure 1.17	Cuve à faible encorbellement ou champignon	11
Figure 1.18	Cuve conique avec fût droit ou fût conique	12
Figure 1.19	Cuve à fort encorbellement	12
Figure 1.20	Cuve sphérique	13
Figure 1.21	Cuve sphéroïdale	13
Figure 1.22	Cuve à fond sphéroïdal	14

Chapitre 02 - ANALYSE DES ELEMENTS DE COQUE D'UN RESERVOIR 500m³

Figure 2.1	Eléments de coque du réservoir	15
Figure 2.2	Géométrie et paramètres de la coupole de couverture	17
Figure 2.3	Diagrammes des efforts N θ sollicitant la coupole	19
Figure 2.4	Diagrammes des efforts N ϕ sollicitant la coupole	20
Figure 2.5	Géométrie et paramètres de la cuve cylindrique	22

Figure 2.6 Diagrammes des efforts de traction sollicitant la section verticale de la cuve	23
Figure 2.7 Allure de diagrammes des moments à appliquer sur la section verticale de la cuve	24
Figure 2.8 Diagrammes des moments sollicitant la section verticale de la cuve	25
Figure 2.9 Diagramme des Efforts de compression	27
Figure 2.10 Position de l'axe neutre par rapport à la section	28
Figure 2.11 Géométrie et paramètres de l'encorbellement tronconique	30
Figure 2.12 Géométrie et paramètres de la coupole de fond	32
Figure 2.13 Diagrammes des efforts N_{θ} sollicitant la coupole de fond	34
Figure 2.14 Diagrammes des efforts N_{φ} sollicitant la coupole de fond	35

Chapitre 03 - ANALYSE DES ELEMENTS LINEIQUES D'UN RESERVOIR 500m³

Figure 3.1 Eléments linéiques du réservoir	38
Figure 3.2 Nature des efforts appliqués sur la ceinture supérieure	40
Figure 3.3 Nature des efforts appliqués sur la ceinture inférieure	42
Figure 3.4 Nature des efforts appliqués sur la ceinture d'appui de la cuve ...	43

Chapitre 04 - FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Figure 4.1 Ferrailage de la coupole de couverture	47
Figure 4.2 Ferrailage de la coupole de couverture coupe A-A	47
Figure 4.3 Ferrailage de la ceinture supérieure	48
Figure 4.4 Ferrailage de la cuve cylindrique	49
Figure 4.5 Ferrailage de la ceinture inférieure	49
Figure 4.6 Ferrailage horizontal de la partie tronconique	50
Figure 4.7 Ferrailage vertical de la partie tronconique	51
Figure 4.7 Ferrailage de la cheminée	52
Figure 4.9 Ferrailage du voile de la cheminée	52
Figure 4.10 Ferrailage de la ceinture d'appui de la cuve	53
Figure 4.11 Ferrailage de la coupole de fond	53
Figure 4.12 Ferrailage de la coupole de fond coupe A-A	54

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 02 - ANALYSE DES ELEMENTS DE COQUE D'UN RESERVOIR 500m³

Tableau 2.1	Efforts N_{θ} sollicitant la coupole	18
Tableau 2.2	Efforts N_{φ} sollicitant la coupole	19
Tableau 2.3	Efforts de traction sollicitant la section verticale de la cuve	22
Tableau 2.4	Efforts de traction sollicitant la section verticale de la cuve	26
Tableau 2.5	Efforts N_{θ} sollicitant la coupole	33
Tableau 2.6	Efforts N_{φ} sollicitant la coupole	34

Chapitre 04 - FERRAILLAGE DES ELEMENTS

Tableau 4.1	Synthèse du ferrailage	46
-------------	------------------------------	-----------

INTRODUCTION GENERALE

Pour entreposer l'eau Le développement technologique a permis néanmoins de construire des constructions tel que les châteaux d'eau, les silos et les réservoirs.

Le bon fonctionnement de ces ouvrages se base principalement sur leur étude, donc ces derniers doivent se faire avec précision pour assurer leur stabilité.

Dans ce projet on a choisi un réservoir sur levé cylindrique d'une capacité de 500 m^3 située à Guelma, nous avons choisi de suivre le plan de travail suivant :

- **Chapitre 1** : Notions générales sur les réservoirs
- **Chapitre 2** : Analyse des éléments de coque d'un réservoir 500m^3
- **Chapitre 3** : Analyse des éléments linéique d'un réservoir 500m^3
- **Chapitre 4** : Ferrailage des éléments.

Chapitre 01 - NOTIONS GENERALES SUR LES RESERVOIRS

1.1 - Introduction

L'eau est une ressource élémentaire à la vie, elle est indispensable autant pour l'homme que pour tout être vivant sur terre. Son existence est essentielle au maintien de la vie et de tous les organismes vivants connus. On l'utilise pour des usages quotidiens, l'agriculture, la boisson, l'hygiène et l'industrie.

Il faut savoir que 62 % de l'eau potable provient des eaux souterraines (nappe phréatiques superficielles et profondes). Les 38 % restants proviennent des eaux superficielles (torrents, rivières, lacs).

L'eau est prélevée par captage dans un forage ou un puits. Elle est naturellement filtrée par le sol qui permet d'en assurer la bonne qualité mais un traitement s'impose pour la débarrasser de toutes les impuretés et la rendre potable et propre à notre consommation.

L'eau collectée transite dans une unité de traitement pour la filtrer. C'est ensuite qu'elle rejoint des réservoirs de stockage (citerne) ou des châteaux d'eau, par le biais de canalisations.

Des pompes permettent un stockage de l'eau en hauteur afin de l'acheminer dans les habitations via un réseau de distribution d'eau gravitaire.

Pour entreposer l'eau, le château d'eau est la construction idéale destinée à cet effet.

Le château d'eau fait partie de la famille des réservoirs d'eau, c'est une construction placée en général sur un sommet géographique permettant de stocker de l'eau et de fournir le réseau de distribution en eau sous pression, afin qu'ils se situent au-dessus du plus haut des robinets à desservir.

En Algérie, l'augmentation de la population a conduit à la souffrance de plusieurs de ses régions ce qui a conduit à une insuffisance dans l'approvisionnement en eau potable. Alors pour satisfaire la population il a fallu construire plus de réservoirs afin de pouvoir réaliser la distribution et la consommation.

En 1912, en plein essor de la construction en béton armé, a été construit un château d'eau. L'ouvrage est confié à l'architecte Bardin. De base, l'ouvrage est composé d'une cuve parallélépipédique de 110 m³, destinée aux besoins en eau de l'armée. Ce n'est qu'un an plus tard qu'il prend sa forme monumentale. C'est grâce à l'entrepreneur **Pierre Coudert** que la capacité du réservoir est passée à 500 m³

1.2 - Historique

Le nom « **château d'eau** » tire son origine du terme "castellum divisorium" qui désignait dans l'Antique Rome un ouvrage recevant son eau d'un aqueduc et qui la répartissait entre les différentes conduites de distribution.

Le castellum est un réservoir alimenté par un aqueduc situé soit au niveau du sol, soit légèrement surélevé par rapport à lui. Le mot latin castellum sera à l'origine des mots français castel, chastel, puis château.

Notre histoire débute dans l'Antiquité lorsque les Romains plaçaient de grands réservoirs au sommet des villes afin de fournir de l'eau en pression aux villas et thermes situés en contre bas. Grâce à ce système ingénieux, toutes les pièces et les fontaines étaient alimentées, apportant confort et fraîcheur aux riches propriétaires.

Le château d'eau est le symbole des civilisations avancées sur le plan technique mais aussi sur celui de l'organisation. Ainsi, à travers les siècles les techniques de pompages se perfectionnent pour faire un bond durant la deuxième moitié du XIXe siècle.

* Au 19^è siècle : les porteurs d'eau en Europe

En 100, après Jésus-Christ, Rome comptait 19 aqueducs, 250 châteaux d'eau et 1352 fontaines. Pourtant, jusqu'au 19^{ème} siècle, il sera presque absent en Europe, remplacé par le système du porteur d'eau.

Le développement des chemins de fer, et la nécessité pour les locomotives à vapeur de se réapprovisionner régulièrement et en grande quantité en eau, fera pousser le long des rails des réservoirs placés en hauteur.

En France entre 1950 et 1970, l'aménagement du territoire a entraîné la construction de nombreux châteaux d'eau pour qu'en 1980, la quasi-totalité de français bénéficie d'eau à domicile. Le château d'eau a connu une phase de déclin en 1980, suite à l'apparition des réservoirs enterrés.

* Au 20^è siècle : beaucoup de châteaux d'eau construits en France

En France, la construction en grand nombre de ces ouvrages favorisera l'arrivée de l'eau courante sur la totalité du territoire. Bien que critiqués pour leur esthétique, et leur présence dans le paysage, certains châteaux d'eau font aujourd'hui partie du patrimoine industriel et ont été classés monument historique. D'autres ont été désaffectés, reconvertis.

1.3 - Quelques Châteaux d'eau remarquables

* Kulmino est un château d'eau situé à Notre-Dame-de-Monts en Vendée c'est un château d'eau en activité avec une capacité de 5000 m³, une vue panoramique sur 4 paysages différents, des expositions interactives sur la thématique de l'eau, des tables d'orientations et des expositions, des animations et de événements festifs.



Figure 1.1 : château d'eau Kulmino

* Le château d'eau d'Athis-Mons construit en 1907. Sa capacité était de 500 m³ d'eau.

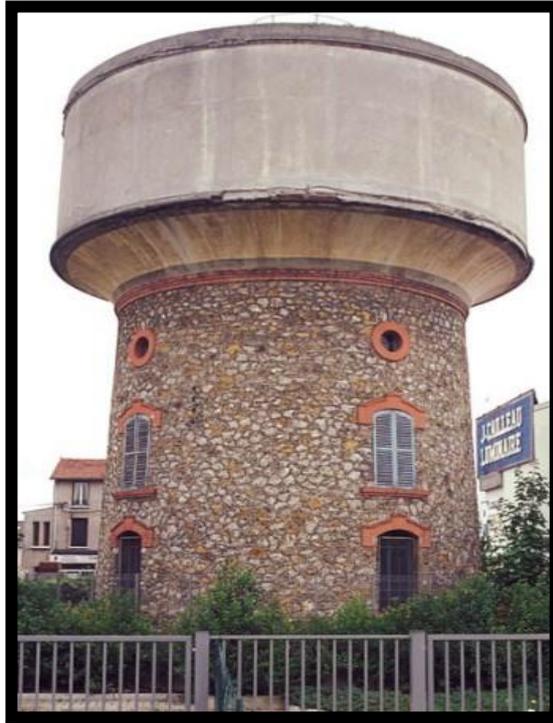


Figure 1.2 : château d'eau d'Athis-Mons

* Le château d'eau du Pêyrou sur la promenade de même nom à Montpellier (Hérault). C'est un château d'eau monumental (monument historique) construit en 1768, de forme hexagonale, orné de colonnes corinthiennes. Il est alimenté par un aqueduc de 14 kilomètres qui se termine par les « arceaux » de 21,5 m de haut, à double rangée d'arcades superposées.



Figure 1.3 : château d'eau de Pêyrou

* Le château d'eau de Toulouse, sert actuellement de musée.



Figure 1.4 : château d'eau de Toulouse

* Donjon de Houdan, tour fortifiée médiévale classée monument historique en 1840 et transformée en château d'eau en 1880.



Figure 1.5 : château d'eau de Houdan

* Le château d'eau de Sélestat, classé monument historique.



Figure 1.6 : château d'eau de Sélestat

* The House in the Clouds, dans un village anglais, dont la partie supérieure est en forme de maison.



Figure 1.7 : château d'eau The House in the Clouds

* Le château d'eau de Palavas-les-Flots, aujourd'hui transformé en un grand complexe comprenant un centre de congrès de 200 places, de nombreux appartements et bureaux, mais surtout un restaurant panoramique tournant à la place du réservoir.



Figure 1.8 : château d'eau Palavas-les-Flots

* Le château d'eau de Ploubalay, qui a à son sommet un restaurant "Château d'Oh".



Figure 1.9 : château d'eau de Ploubalay

1.4 - Avantages et inconvénients des châteaux d'eau

Les châteaux d'eau possèdent certains avantages comme celui de servir de repère aux pilotes d'avion notamment ; ils fournissent l'eau nécessaire en cas d'incendie ; et ils assurent une pression constante du réseau d'eau.

Du côté des inconvénients, on peut citer celui lié aux pannes d'électricité. En effet, les pompes des châteaux d'eau fonctionnent par électricité, donc en cas de panne de réseau, cela peut vite poser problème. Toutefois, un seul château d'eau suffit pour la consommation des usagers pour toute une journée. Il permet le maintien de la pression sur le réseau de distribution, tout en permettant la réparation de la panne en temps et en heure. Les châteaux d'eau sont donc des constructions très fiables.

Un autre inconvénient est lié au côté esthétique, car de nombreux défenseurs de la nature invoquent le manque d'esthétique des châteaux d'eau dans le paysage.

1.5 - Principe de fonctionnement

Les châteaux d'eau sont des constructions qui sont généralement situées en hauteur, car ils fonctionnent selon le principe des vases communicants. Grâce aux pompes, l'eau est ensuite envoyée dans un réseau gravitaire qui va assurer son acheminement vers l'ensemble des habitations qui sont situées plus bas par rapport aux châteaux. Plus les habitations sont élevées, plus les réservoirs d'eau doivent être élevés également.

La pression de l'eau qui est fournie au robinet des abonnés est proportionnelle au dénivelé qui existe entre le niveau d'eau dans le château d'eau et l'habitation : 10 mètres de dénivelé équivalent à 1 bar de pression, 20 mètres à 2 bars de pression.

Les châteaux d'eau peuvent contenir entre 200 et 300 mètres cubes d'eau, mais les plus grands peuvent en contenir plusieurs milliers.

L'architecture des châteaux d'eau

- Durant l'entre-deux guerres, ils étaient constitués d'un réservoir sur pilotis ;
- Après la deuxième guerre mondiale, ils constituaient un seul bâtiment en forme de champignon ;
- Dans les années 50, ils revêtaient plutôt une forme d'entonnoir ;
- Dans les années 60, ils prenaient la forme d'un vase ;
- Dans les années 70, les châteaux d'eau revêtaient une forme hyperboloïde ;
- De nos jours, ils sont à nouveau en forme de champignon.

La forme circulaire est privilégiée, car elle est plus résistante que les autres formes en plus moins coûteuse.

Lorsque les moyens d'exécution le permettent, on réalise des réservoirs de forme tronconique et cylindro-tronconique à la place des réservoirs cylindriques de grand volume.

Ils peuvent être réalisés en maçonnerie ou en acier pour de petites capacités ; mais de nos jours, la plupart des réservoirs sont réalisés en béton armé ou en béton précontraint. Le château d'eau, en activité ou pas, tient une place importante dans le paysage. Il doit être esthétique.



Figure 1.10 : château d'eau avec contrefort extérieurs



Figure 1.11 : château d'eau avec sculpture



Figure 1.12 : château d'eau de Saint-Pierre

1.6 - Différents types de châteaux d'eau

1.6.1- Cuve cylindrique métallique

Ce type a été utilisé au début du 20^è siècle par les compagnies ferroviaires, afin de ravitailler en eau les chaudières des locomotives à vapeur. D'une capacité inférieure à 100 m³, la cuve métallique repose sur un fût constitué de maçonnerie brique ou de poutres en béton et de maçonneries entre celles-ci.



Figure 1.13 : Cuve cylindrique métallique

1.6.2- Type Hennebique

Années de construction de ce type de réservoir : 1900 à 1940. Le nom Hennebique d'après l'ingénieur français François Hennebique, l'un des premiers à utiliser le béton armé dans la construction. Ils sont constitués de six ou huit appuis en béton armé disposés de façon cylindrique ou pyramidale, et reliés entre eux par des poutres circulaires. La cuve en béton en encorbellement est portée par des poutres en béton disposées en croix ou reposant radialement sur les poutres verticales. De par leur coût peu élevé, ces châteaux d'eau sont essentiellement associés à la distribution d'eau industrielle. La capacité de cuve de ce type de réservoir reste encore réduite, et est comprise entre 50 et 150 m³.



Figure 1.14 : Château d'eau « type Hennebique »

1.6.3- Type Monnoyer

Début de construction de ce type de réservoir : 1930. C'est un réservoir avec un fût polygonal tronconique sur semelle, constitué d'un assemblage de parpaings moulés à cet effet, qui s'emboîtent les uns dans les autres, créant à chaque jonction une sorte de demi-colonne creuse dans laquelle est coulé le béton armé

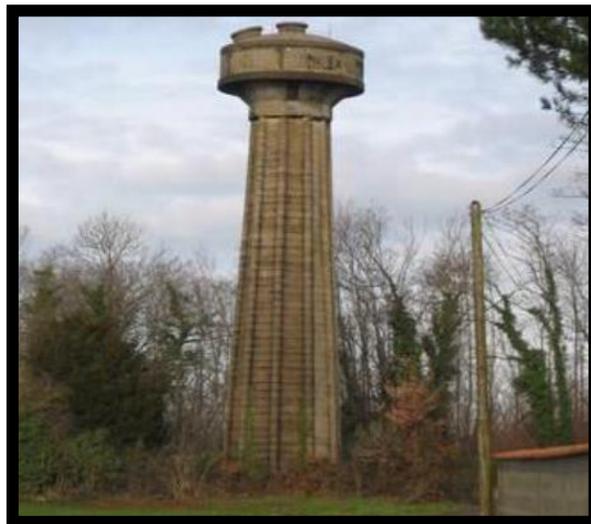


Figure 1.15 : Château d'eau « type Monnoyer »

1.6.4- Type colonne

Le diamètre du fût et de la cuve est identique et constant sur toute la hauteur. Des variantes existent : elles présentent des contreforts sur toute ou partie de la hauteur du réservoir, et une distinction peut se faire entre la cuve et le fût par la présence d'un léger encorbellement sur la base de la cuve. Ce type de réservoir est construit avec une cuve en béton armé et un fût en maçonnerie ou en béton armé. Années de construction 1906 à 1984 pour les réservoirs de grande hauteur et 1892 à 1909 pour les réservoirs de faible hauteur.



Figure 1.16 : Château d'eau « type colonne »

1.6.5- Cuve à faible encorbellement ou champignon

Année de construction : 1900 à 1960. Elle se caractérise par une cuve droite en béton reposant sur un fût en béton ou en maçonnerie. La base de la cuve connectant cette dernière au fût, est légèrement inclinée.



Figure 1.17 : - Cuve à faible encorbellement ou champignon

1.6.6- Cuve conique avec fût droit ou fût conique

Année de construction : 1964 à nos jours. Ce type de réservoir se caractérise par une forme conique inversée de la cuve. Cette dernière repose sur un fût conique ou droit. La capacité de ces réservoirs ne dépasse pas les 500 m³.



Figure 1.18 : Cuve conique avec fût droit ou fût conique

1.6.7- Cuve à fort encorbellement

Année de construction : 1960 à nos jours. Elle se caractérise par une cuve avec un voile fortement incliné ou droit, et un fût étroit et haut sur lequel est implantée la cuve. Le diamètre du fût peut être variable sur la hauteur. De tels châteaux d'eau sont conçus pour emmagasiner des volumes d'eau compris entre 1500 et 3000 m³.



Figure 1.19 : Cuve à fort encorbellement

1.6.8- Cuve sphérique

Année de construction : 1960 à 1980. La cuve est sphérique. Pour les réservoirs de capacité ne dépassant pas 500 m^3 , le support est généralement composé d'un fût cylindrique légèrement conique de faible diamètre par rapport à celui de la cuve. Pour les réservoirs sphériques de grande capacité, leur support comprend une série de colonnes tubulaires qui permettent de masquer les tuyauteries et les échelles d'accès.



Figure 1.20 : Cuve sphérique

1.6.9- Cuve sphéroïdale

Année de construction : 1980 à nos jours. La cuve métallique de ces réservoirs présente une forme de bulbe qui est plus avantageuse du point de vue de la résistance. Ces réservoirs peuvent atteindre des capacités de 2000 à 3000 m^3 . Le support est constitué comme les précédents d'un fût central.



Figure 1.21 : Cuve sphéroïdale

1.6.10- Cuve à fond sphéroïdal

Année de construction : 1980 à nos jours. La cuve métallique de ce type de réservoir est composée de deux calottes sphériques raccordées par un élément en forme de cylindre. Ce type de réservoir est utilisé pour des grandes capacités de 1 000 à 10 000 m³.



Figure 1.22 : Cuve à fond sphéroïdal

2.1.2-Hypothèses

Généralités

- Etat de fissuration très préjudiciable
- Enduit intérieur
- Faibles contraintes admissibles des aciers

2.1.3-Eléments de base

Matériaux :

Béton	Classe 35 $f_{c28}=30\text{MPa}$
Acier Haute adhérence	$f_e=400\text{Mpa}$
Enrobage	3cm

Charges :

Permanent	Béton + Enduits +Etanchéité + isolation thermique	$\rho = 2.6 \text{ t/m}^3$
Eau	Eau	$\gamma_e = 1\text{t/m}^3$
Exploitation	Couverture	$q = 0.1\text{t/m}^2$

2.1.4- Pré dimensionnement

Les dimensions préalables du château sont les suivantes :

Rayon intérieur de la cuve	$r = 5,00 \text{ m}$
Rayon intérieur de la coupole de fond	$r = 2,79 \text{ m}$
Flèche de la coupole de couverture	$F=1.25\text{m}$
Hauteur de la cuve cylindrique	$H_{cc}=5.00\text{m}$
Hauteur de la cheminée	$H_{cc}=7.00\text{m}$
Epaisseur de la coupole de couverture	$e_c=0.08\text{m}$
Epaisseur de la cuve cylindrique	$e_p = 0.125\text{m}$
Epaisseur de la partie tronconique	$e_{pc} = 0.15\text{m}$
Epaisseur de la coupole de fond	$e_{cf} = 0.15\text{m}$
Epaisseur de la cheminée	$e_{ch} = 0.08\text{m}$
Inclinaison de l'encorbellement tronconique	$\text{Tang}\alpha=2/1.55=1.29$

2.2- Etude de la coupole

2.2.1 – Géométrie et Poids

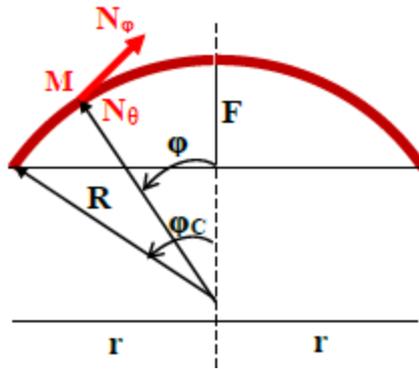


Figure 2.2 : Géométrie et paramètres de la coupole de couverture

$$R = \frac{r^2 + F^2}{2F}$$

$$\varphi_C = \text{tang}^{-1}\left(\frac{r}{R - F}\right)$$

$$S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot F = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot F$$

$$p = e_C \cdot \rho$$

$$\text{➤ } R = \frac{(5)^2 + (1.25)^2}{2 \times 1.25} = \mathbf{10,625 \text{ m}}$$

$$\text{➤ } \varphi_C = \text{tang}^{-1}\left(\frac{5}{10,625 - 1,25}\right) = \mathbf{28,07^\circ}$$

$$\text{➤ } S = 2 \times 3,14 \times 10,625 \times 1,25 = \mathbf{83,40 \text{ m}^2}$$

$$\text{➤ } p = 0,08 \times 2600 = \mathbf{208 \text{ Kg/m}^2}$$

2.2.2 – Efforts induits pour le ferrailage horizontal

Les efforts induits pour une tranche de 01 mètre linéaire sont donnés comme suit :

Tableau 2.1 : Efforts N_{θ} sollicitant la coupole

Poids propre		Surcharges	
$N_{\theta p} = R \cdot p \left(\frac{1}{1 + \cos\varphi} - \cos\varphi \right)$		$N_{\theta q} = -\frac{R \cdot q}{2} \cdot \cos 2\varphi$	
Angle φ°	$N_{\theta p}$ (Kg/ml)	Angle φ°	$N_{\theta q}$ (Kg/ml)
28,07	-776,00	28,07	-295,99
25,26	-838,14	25,26	-337,73
22,46	-893,88	22,46	-376,23
19,65	-943,18	19,65	-411,11
16,84	-985,99	16,84	-442,06
14,04	-1022,28	14,04	-468,76
11,23	-1052,02	11,23	-490,97
8,42	-1075,18	8,42	-508,46
5,61	-1091,74	5,61	-521,08
2,81	-1101,69	2,81	-528,70
0,00	-1105,00	0,00	-531,25
-2,81	-1101,69	-2,81	-528,70
-5,61	-1091,74	-5,61	-521,08
-8,42	-1075,18	-8,42	-508,46
-11,23	-1052,02	-11,23	-490,97
-14,04	-1022,28	-14,04	-468,76
-16,84	-985,99	-16,84	-442,06
-19,65	-943,18	-19,65	-411,11
-22,46	-893,88	-22,46	-376,23
-25,26	-838,14	-25,26	-337,73
-28,07	-776,00	-28,07	-295,99

Graphiquement la distribution de ces efforts est représentée par les graphiques de la figure 2.3 suivante :

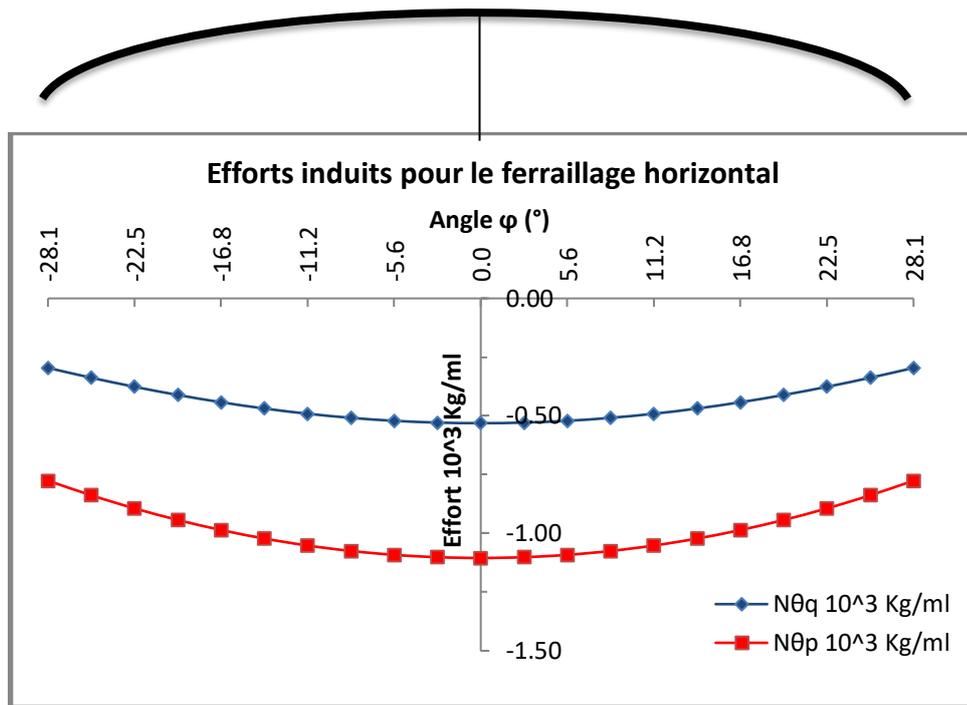


Figure 2.3 : Diagrammes des efforts N_{θ} sollicitant la coupole

2.2.3 – Efforts induits pour le ferrailage selon le méridien

Les efforts induits pour une tranche de 01 mètre linéaire sont donnés comme suit :

Tableau 2.2 : Efforts N_{φ} sollicitant la coupole

Poids propre (Kg/ml)		Surcharges (Kg/ml)	
$N_{\varphi p} = -\frac{R \cdot p}{1 + \cos\varphi}$		$N_{\varphi q} = -\frac{R \cdot q}{2}$	
Angle φ°	$N_{\varphi p}$ (Kg/ml)	Angle φ°	$N_{\varphi q}$ (Kg/ml)
28,07	-1174,05	28,07	-531,25
25,26	-1160,50	25,26	-531,25
22,46	-1148,55	22,46	-531,25
19,65	-1138,14	19,65	-531,25
16,84	-1129,22	16,84	-531,25
14,04	-1121,74	14,04	-531,25
11,23	-1115,68	11,23	-531,25
8,42	-1110,99	8,42	-531,25
5,61	-1107,66	5,61	-531,25
2,81	-1105,66	2,81	-531,25
0,00	-1105,00	0,00	-531,25

Graphiquement la distribution de ces efforts est représentée par les graphiques de la figure 2.4 suivante :

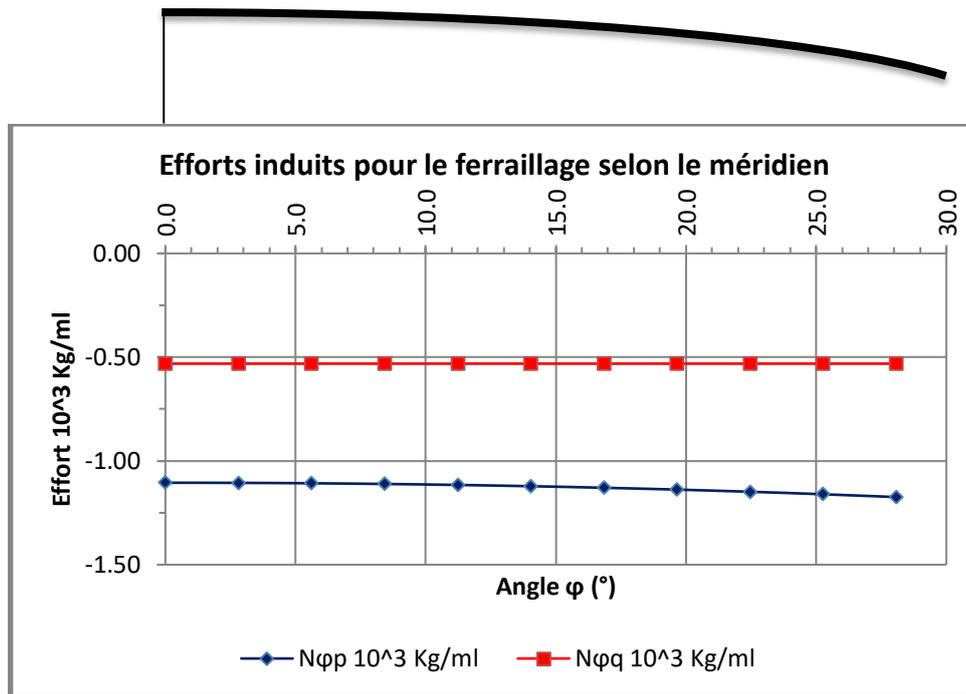


Figure 2.4 : Diagrammes des efforts N_{φ} sollicitant la coupole

2.2.4 – Combinaison de charges pour le ferrailage horizontal

- Effort maximal : $N_{\theta p} = 1105$ Kg $N_{\theta q} = 531,25$ Kg
- ELU : $N_{\theta ELU} = 1.35N_{\theta p} + 1.5N_{\theta q} = 1.35 \times 1105 + 1.5 \times 531.25 = \mathbf{2288.63}$ Kg
- ELS : $N_{\theta ELS} = N_{\theta p} + N_{\theta q} = 1105 + 531.25 = \mathbf{1636.25}$ Kg

2.2.5 – Combinaison de charges pour le ferrailage du méridien

- Effort maximal : $N_{\varphi p} = 1174,05$ Kg $N_{\varphi q} = \mathbf{531,25}$ Kg
- ELU : $N_{\varphi ELU} = 1.35N_{\varphi p} + 1.5N_{\varphi q} = 1.35 \times 1174.05 + 1.5 \times 531.25 = \mathbf{2381.85}$ Kg
- ELS : $N_{\varphi ELS} = N_{\varphi p} + N_{\varphi q} = 1174.05 + 531.25 = \mathbf{1705.30}$ Kg

2.2.6 – Ferrailage

- $B = 100 * 8 = 800$ cm²
- $f_{c28} = 300$ Kg/cm²
- $f_e = 4000$ Kg/cm²
- $\gamma_b = 1.50$ - $\gamma_s = 1.15$

Selon le RPA 99 (VERSION 2003), les pourcentages d'armatures minimum sont donnés comme suit ;

Zones	$A_{min}(\%)$	A_{min} (Valeurs)
I	0.7%. B	5.6 cm^2
II	0.8%. B	6.4 cm^2
IIb et III	0.9%. B	7.2 cm^2

2.2.6.1 - Selon les parallèles N_{θ}

Nous avons seulement des efforts de traction, le calcul se fait à ELU.

$$A_s = N_{ELU} \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$N_{\theta ELU} = 2288.63 \text{ Kg/ml}$$

$$A_s = 2288,63 \times \frac{1.15}{4000} = \mathbf{0,66 \text{ cm}^2}$$

Sachant que notre structure est destinée à être localisée à Guelma (Zone sismique II), on a

$$A_s < A_{min}(6.4 \text{ cm}^2)$$

Nous prendrons **13HA8/ml** (soit **6.53 cm²**) avec un espacement de **7.7 cm** (inférieur à $e_c = 8\text{cm}$)

2.2.6.2 - Selon les méridiens N_{φ}

Nous avons seulement des efforts de compression, le calcul se fait à ELU.

$$N_{\varphi ELU} = 2381.85 \text{ Kg/ml}$$

$$A_s \geq \left(N_{\varphi ELU} - B \cdot \frac{0,85 \cdot f_{C28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left(2381.85 - 800 \times \frac{0,85 \times 300}{1.50} \right) \frac{1.15}{4000} \geq \mathbf{-38.41 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$A_s \geq -38.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies$ L'effort peut être repris totalement par la section du béton seul donc on prend la section d'acier minimale préconisée par la réglementation.

Sachant que notre structure est destinée à être localisée à Guelma (Zone sismique II), on opte pour la section minimale **$A_{min} = 6,4 \text{ cm}^2$** .

Nous prendrons **13HA8/ml** (soit **6.53 cm²**) avec un espacement de **7.7 cm** (inférieur à $e_c = 8\text{cm}$)

2.3- Etude de la cuve cylindrique

2.3.1 – Section verticale

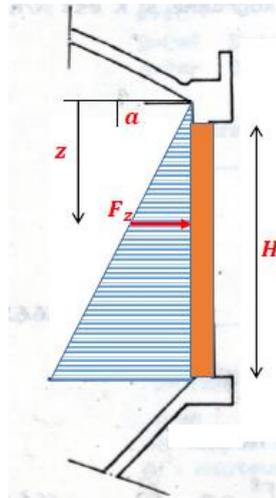


Figure 2.5 : Géométrie et paramètres de la cuve cylindrique

La section verticale de la cuve est sollicitée par un effort de traction donné selon la profondeur comme suit :

$$F_z = \gamma_e \cdot z \cdot r$$

Pour le calcul de ces efforts, on utilise la méthode des tranches horizontales pour les réservoirs cylindriques. Généralement, on considère de tranches de 1 m de hauteur. Le nombre de tranches est alors $n = \frac{H}{1}$.

Pour la tranche de rang i on a : $z = a + 0.5 + (i - 1)$ avec $i = 1; \dots; n$ compté à partir du haut

Les efforts induits sur la paroi selon les profondeurs z sont donnés comme suit :

Tableau 2.3 : Efforts de traction sollicitant la section verticale de la cuve

$i = 1; \dots; n$	$z = a + 0.5 + (i - 1)$	$F_z = \gamma_e \cdot z \cdot r$
$i = 1; \dots; 5$	$z = 0.25 + 0.5 + (i - 1)$	$F_z = 1000 \cdot z \cdot 5$
1	0,75	3750,00
2	1,75	8750,00
3	2,75	13750,00
4	3,75	18750,00
5	4,75	23750,00

Graphiquement la distribution de ces efforts est représentée par le graphique de la figure 2.6 suivante :

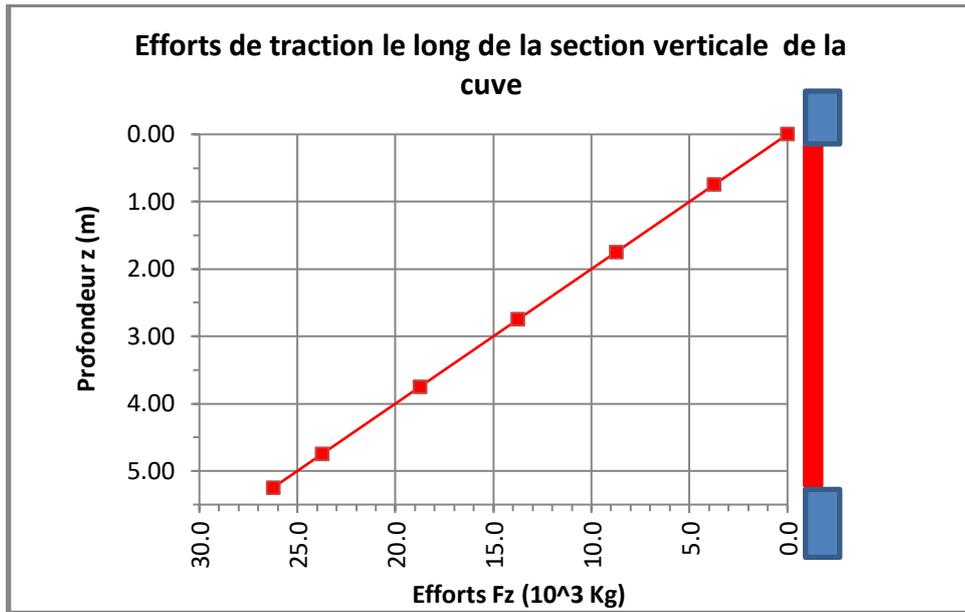


Figure 2.6 : Diagrammes des efforts de traction sollicitant la section verticale de la cuve

2.3.2 – Section horizontale

2.3.2.1 – Efforts liés à la flexion

La méthode des tranches ne peut être parfaitement rigoureuse parce que la déformation d'une tranche est dépendante de celles des tranches voisines. Le problème est plus accru au voisinage des ceintures :

- La partie supérieure est plus raidie par la présence de la ceinture supérieure,
- Dans la partie inférieure la déformation est gênée par l'encastrement de la cuve sur la ceinture inférieure.

Pour empêcher des fissurations, il y a lieu de prendre, en certains endroits, certaines précautions. En ce sens, certains auteurs admettent un diagramme des moments analogue à celui présenté dans la figure suivante :

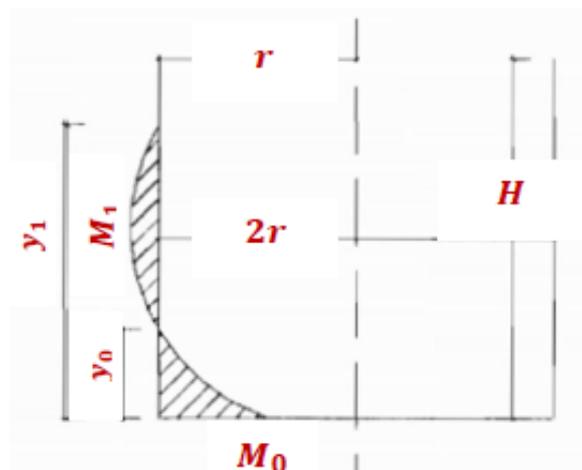


Figure 2.7 : Allure de diagrammes des moments à appliquer sur la section verticale de la cuve

Les moments M_0 et M_1 (exprimés en daN.m) sont donnés comme suit :

$$M_0 = 3. r. H. e_p \quad ; \quad M_1 = 0,2. M_0$$

Les sections à moments nuls sont positionnées comme suit :

$$y_0 = 0.06\sqrt{r. e_p} \quad ; \quad y_1 = 5. y_0$$

Les paramètres H ; y_0 ; y_1 ; et r sont exprimés en mètres

Le paramètre e_p est exprimé en centimètres

- $M_0 = 3. r. H. e_p = 3 \times 5 \times 5 \times 12,5 = \mathbf{937,5 \text{ daN. m}}$
- $M_1 = 0,2. M_0 = 0,2 \times 937,5 = \mathbf{187,5 \text{ daN. m}}$
- $y_0 = 0.06\sqrt{r. e_p} = 0.06\sqrt{5 \times 12,5} = \mathbf{0.474}$
- $y_1 = 5. y_0 = 5 \times 0.474 = \mathbf{2,37 \text{ m}}$

Graphiquement la distribution de ces efforts est représentée par le graphique de la figure 2.8 suivante :

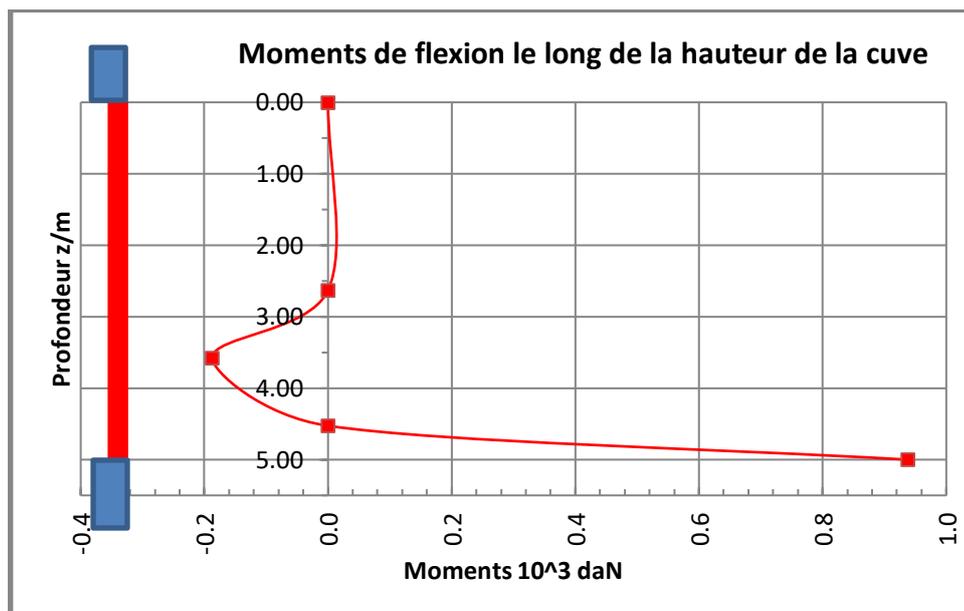


Figure 2.8 : Diagrammes des moments sollicitant la section verticale de la cuve

2.3.2.2 – Efforts liés à la compression

Les efforts liés à la compression sont induits par le poids et les surcharges provenant de la couverture (p_1 et q_1), du poids de la ceinture supérieure (p_2) et du poids de la cuve ($p_3(z)$). Ces efforts sont donnés comme suit :

$$p_1 = R. F. \rho. e_c / r$$

Avec :

- $F = 1.25$ m ; Flèche de la coupole de couverture

- $\rho = 2600 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$; Masse volumique (Béton + Enduits + Etanchéité)

- $e_c = 0.08$ m ; Epaisseur de la coupole de couverture

- $r = 5$ m ; Rayon de la coupole de couverture

$$- R = \frac{r^2 + F^2}{2F} = \frac{5^2 + 1.25^2}{2 \times 1.25} = 10.625 \text{ m}$$

$$p_1 = \frac{10.625 \times 1.25 \times 2600 \times 0.08}{5} = 552.5 \text{ Kg/ml}$$

$$q_1 = R \cdot F \cdot q/r$$

Avec :

- $q = 100 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^2}$; Surcharges d'exploitation

$$q_1 = \frac{10.625 \times 1.25 \times 100}{5} = 265.63 \text{ Kg/ml}$$

$$p_2 = a \cdot b \cdot \rho_b$$

Avec :

- $a = 0.40$ m ; Hauteur de la ceinture supérieure

- $b = 0.25$ m ; Largeur de la ceinture supérieure

- $\rho_b = 2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$; Masse volumique du béton

$$p_2 = 0.25 \times 0.40 \times 2500 = 250.00 \text{ Kg/ml}$$

$$p_3(z) = e_c \cdot z \cdot \rho_b$$

Avec :

- z : Profondeur de la section considérée

$$p_3(z) = 0.08 \times 2500 \cdot z = 200 \cdot z \text{ Kg/ml}$$

A l'Etat Limite Ultime, l'effort de compression exercé sur la surface horizontale de la cuve cylindrique est :

$$N_{ELU} = 1,35(p_1 + p_2 + p_3(z)) + 1.50q_1$$

$$N_{ELU} = 1.35(552.5 + 250 + 200 \cdot z) + 1.50 \times 265.63 = 1481.82 + 270 \cdot z$$

Cet effort de compression est réparti en fonction des profondeurs des sections horizontales comme suit :

Tableau 2.4 : Efforts de traction sollicitant la section verticale de la cuve

z (m)	$N_{ELU} = 1481.82 + 270 \cdot z$ (Kg/ml)
0,00	1481,82
0,75	1684,32
1,75	1954,32
2,75	2224,32
3,75	2494,32
4,75	2764,32
5,00	2831,82

Graphiquement la distribution de ces efforts est représentée par le graphique de la figure 2.9 suivante :

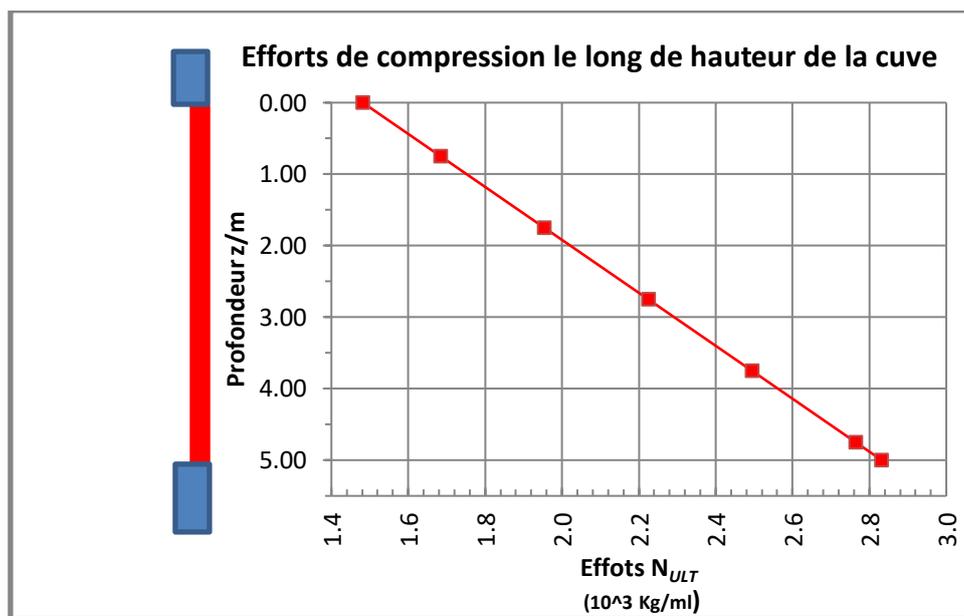


Figure 2.9 : Diagramme des Efforts de compression

2.3.3 – Ferrailage de la cuve cylindrique

- $B = 12.5 \cdot 100 = 1250 \text{ cm}^2$

- $f_{c28} = 300 \text{ Kg/cm}^2$

- $f_e = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

- $\gamma_b = 1.50$

- $\gamma_s = 1.15$

2.3.3.1 – Section verticale de la cuve cylindrique

Nous avons seulement des efforts de Traction, le calcul se fait à ELU. La section d'acier doit équilibrer cet effort, d'où :

$$A_s = N_{ELU} \frac{Y_s}{f_e}$$

$$N_{ELU} = 23750.00 \text{ Kg/ml}$$

$$A_s = 23750 \times \frac{1.15}{4000} = \mathbf{6,82 \text{ cm}^2}$$

Sachant que notre structure est destinée à être localisée à Guelma (Zone sismique II), on a

$A_s < A_{min} (= 0,8\% \cdot B = 10.0 \text{ cm}^2)$; on opte pour la section minimale.

Nous prendrons **20HA8/ml** (soit **10.04 cm²**) réparties en deux nappes et avec un espacement de **10.0 cm** (égal à $e_p = 12.5 \text{ cm}$).

2.3.3.2 – Section horizontale de la cuve cylindrique

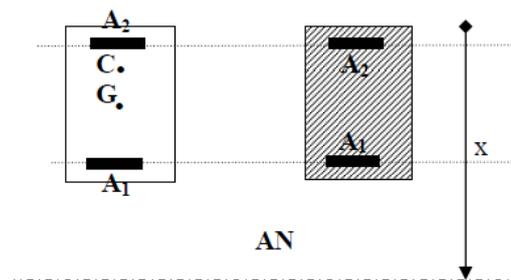


Figure 2.10 : Position de l'axe neutre par rapport à la section

Les efforts maximaux sollicitant une section horizontale de 01 ml de la cuve sont :

- Au niveau de la section située à $z = 5.00 \text{ m}$ **187,5 daN. m**
 - Un effort de compression $N_{ELU} = 2831,82 \text{ Kg}$
 - Un moment de flexion $M_0 = 937,5 \text{ daN. m} = 956.25 \text{ Kg. m}$

Position du centre de pression : $e = \frac{M_0}{N_{ELU}} = \frac{956.25}{2831.82} = 0.33 \text{ m}$

→ $e > e_a (0.125 - 0.03 - 0.03 \text{ m})$, donc la section est entièrement comprimée.

On doit vérifier l'équilibre.

$$N_{ELU}(d - d') - M_0 \leq (0,5 \cdot h - d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$f_{bu} = 0.85 \cdot \frac{f_{c28}}{1.50} = 0.85 \cdot \frac{30}{1.5} = 17 \text{ MPa} = 1,73 \cdot 10^6 \text{ Kg/m}^2$$

$$2831,82(0,095 - 0,03) - 956,25 \leq (0,5 \times 0,125 - 0,03) \times 1 \times 0,125 \times 1,73 \times 10^6$$

$$-712,18 \leq 0,007 \cdot 10^6$$

Cet équilibre étant vérifié, les sections d'acier sont, alors données comme suit :

$$A_1 = 0.00$$

$$A_2 = \frac{N_{ELU} - (1 - \psi) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec

$$\psi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d') \cdot N_{ELU} - M_0}{b \cdot h^2 \cdot f_{bu}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

$$\psi = \frac{0,5 - \frac{0,03}{0,125} - \frac{(0,095 - 0,03) \cdot 2831,82 - 956,25}{1 \times (0,125)^2 \times 1,73 \cdot 10^6}}{\frac{6}{7} - \frac{0,03}{0,125}} = 0,4676$$

$$A_2 = \frac{2831,82 - (1 - 0,4676) \cdot 100 \times 12,5 \times 173}{\frac{4000}{1,15}} = -32,28$$

$A_2 = -38.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → L'effort peut être repris totalement par la section du béton seul donc on prend la section d'acier minimale préconisée par la réglementation,

Sachant que notre structure est destinée à être localisée à Guelma (Zone sismique II), on opte pour **20HA8/ml** (soit **10.04 cm²**) avec un espacement de **10 cm** (inférieur à $e_p = 12.5 \text{ cm}$) ; conditions respectant la section minimale, **A_{min} = 10,0 cm²**.

- Au niveau de la section située à $z = 3.552 \text{ m}$
 - Un effort de compression $N_{ELU} = 2441,00 \text{ Kg}$
 - Un moment de flexion $M_1 = 187,5 \text{ daN.m} = 192.00 \text{ Kg.m}$

Position du centre de pression : $e = \frac{M_1}{N_{ELU}} = \frac{192}{2441} = 0.07 \text{ m}$

→ $e > e_a(0.125 - 0.03 - 0.03)$, donc la section est entièrement comprimée.

On doit vérifier l'équilibre.

Cet équilibre étant vérifié, les sections d'acier sont, alors données comme suit :

$$N_{ELU}(d - d') - M_0 \leq (0,5 \cdot h - d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$f_{bu} = 0,85 \cdot \frac{f_{c28}}{1,50} = 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} = 17 \text{ MPa} = 1,73 \cdot 10^6 \text{ Kg/m}^2$$

$$2441(0,095 - 0,03) - 192 \leq (0,5 \times 0,125 - 0,03) \times 1 \times 0,125 \times 1,73 \times 10^6$$

$$-33,33 \leq 0,007 \cdot 10^6$$

$$A_1 = 0.00$$

$$A_2 = \frac{N_{ELU} - (1 - \psi) \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec

$$\psi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d').N_{ELU}-M_0}{b.h^2.f_{bu}}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$
$$\psi = \frac{0,5 - \frac{0,03}{0,125} - \frac{(0,095 - 0,03).2441 - 192}{1 \times (0,125)^2 \times 1,73 \cdot 10^6}}{\frac{6}{7} - \frac{0,03}{0,125}} = 0,4234$$
$$A_2 = \frac{2441 - (1 - 0,4234).100 \times 12,5 \times 173}{\frac{4000}{1,15}} = -35,15$$

$A_2 = -35,15 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow$ L'effort peut être repris totalement par la section du béton seul donc on prend la section d'acier minimale préconisée par la réglementation

On opte pour le même ferrailage que la section $z=5,0\text{m}$, à savoir **20HA8/ml** (soit **10,04 cm²**) avec un espacement de **10 cm** (inférieur à $e_p = 12,5 \text{ cm}$).

2.4- Etude de l'encorbellement tronconique

2.4.1 – Types d'efforts

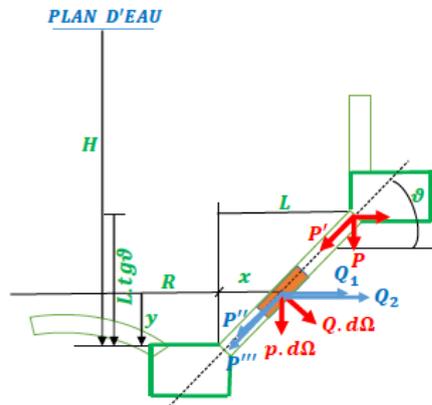


Figure 2.11 : Géométrie et paramètres de l'encorbellement tronconique

La partie tronconique est sollicitée par deux types de forces :

- Une force de traction :

$$F = \frac{L}{\sin\theta} \left[\left(\frac{\gamma_e H}{\cos\theta} + p \right) \left(R + \frac{L}{2} \right) - \frac{\gamma_e \cdot L \cdot \text{tg}\theta}{\cos\theta} \left(\frac{R}{2} + \frac{L}{3} \right) \right]$$

- Une force de compression

$$C = \frac{P + 2\pi \cdot L \left[\left(\gamma_e H + \frac{p}{\cos\theta} \right) \left(R + \frac{L}{2} \right) - \gamma_e \cdot L \cdot \text{tg}\theta \left(\frac{R}{2} + \frac{L}{3} \right) \right]}{\sin\theta}$$

La descente de charge $p = 2831,82 + 1.35 \times 0.26 \times 0.5 \times 2500 = 3270,57 \text{ Kg/ml}$

$$F = \frac{1,55}{0,784} \left[\left(\frac{1000 \times 5}{0,68} + 3270,57 \right) \left(3,134 + \frac{1,55}{2} \right) - \frac{1000 \times 1,55 \times 2 / 1,55}{0,608} \left(\frac{3,134}{2} + \frac{1,55}{3} \right) \right] =$$

$$F = \frac{1,55}{0,784} [(10623,51)(3,909) - 3289,47(2,037)] = 68853,71 \text{ Kg/ml}$$

$$C = \frac{3270,57 + 2 \times 3,14 \times 1,55 \left[\left(1000 \times 5 + \frac{3270,57}{0,608} \right) \left(3,134 + \frac{1,55}{2} \right) - 1000 \times 1,55 \times 2 / 1,55 \left(\frac{3,134}{2} + \frac{1,55}{3} \right) \right]}{0,784}$$

$$C = \frac{3270,57 + 9,73 [(10379,23)(3,909) - 2000(2,08)]}{0,784} = 456075,66 \text{ Kg/ml}$$

2.4.2 – Ferrailage

- $B = 100 \times 15 = 1500 \text{ cm}^2$

- $f_{C28} = 300 \text{ Kg/cm}^2$

- $f_e = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

- $\gamma_b = 1.50$

$$-\gamma_s = 1.15$$

Selon le RPA 99 (VERSION 2003), les pourcentages d'armatures minimum sont donnés comme suit ;

Zones	A _{min} (%)	A _{min} (Valeurs)
I	0.7%. B	10.5 cm ²
II	0.8%. B	12.0 cm ²
IIb et III	0.9%. B	13.5 cm ²

2.4.2.1 - Selon la direction verticale (compression) C

Nous avons seulement des efforts de compression, le calcul se fait à ELU.

$$C = 456075,66 \text{ Kg/ml}$$

$$A_s \geq \left(C - B \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left(456075,66 - 1500 \times \frac{0,85 \times 300}{1,50} \right) \frac{1,15}{4000} \geq \mathbf{57.81 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Nous prendrons **20HA20 /ml** (soit **62.80 cm²**) répartis en deux nappes avec un espacement de **10.0 cm** (inférieur à e_{pc} = 15 cm)

2.4.6.2 - Selon la direction horizontale (Traction) F

Nous avons seulement des efforts de traction, le calcul se fait à ELU.

$$F = 68853.71 \text{ Kg/ml}$$

$$- A_{\min} = 0,5\% \cdot B \text{ en toute section, soit } 0,5 \cdot \frac{1500}{100} = \mathbf{7.50 \text{ cm}^2}$$

$$A_s \geq F \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq 68853.71 \times \frac{1,15}{4000} = \mathbf{19.79 \text{ cm}^2}$$

Nous prendrons **20HA12 /ml** (soit **22.608 cm²**) répartis en deux nappes avec un espacement de **10.0 cm** (inférieur à e_{pc} = 15 cm)

2.5- Coupole de fond

2.5.1 – Géométrie et Poids

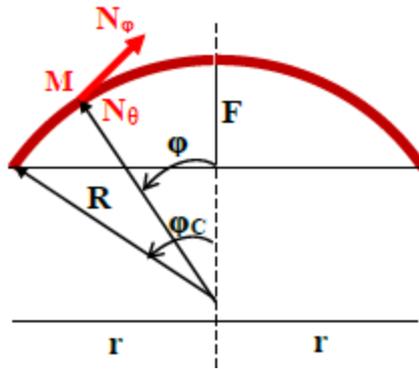


Figure 2.12 : Géométrie et paramètres de la coupole de fond

- $F \geq \frac{2.r}{8} = \frac{2 \times 2,79}{8} = \mathbf{0,70 \text{ m}}$
- $R = \frac{r^2 + F^2}{2f} = \frac{(2,79)^2 + (0,70)^2}{2 \times 0,70} = \mathbf{5,91 \text{ m}}$
- $\varphi_C = \text{tang}^{-1} \left(\frac{r}{R-F} \right) = \text{tang}^{-1} \left(\frac{2,79}{5,91-0,70} \right) = \mathbf{28,17^\circ}$
- $S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot F - S_{\text{Ouverte}} = 2 \times 3,14 \times 5,91 \times 0,70 - 0,264 = \mathbf{25,72 \text{ m}^2}$
- $p = e_c \cdot \rho = 0,15 \times 2500 = \mathbf{375 \text{ Kg/m}^2}$
- $q = V_e \cdot \frac{\gamma_e}{S} = 500 \times 1000 / 25,72 = \mathbf{1334 \text{ Kg/m}^2}$

2.5.2 – Efforts induits pour le ferrailage horizontal

Les efforts induits pour une tranche de 01 mètre linéaire sont donnés comme suit :

Tableau 2.5 : Efforts N_{θ} sollicitant la coupole

Poids propre		Surcharges	
$N_{\theta p} = R \cdot p \left(\frac{1}{1 + \cos\varphi} - \cos\varphi \right)$		$N_{\theta q} = -\frac{R \cdot q}{2} \cdot \cos 2\varphi$	
Angle φ°	$N_{\theta p}$ (Kg/ml)	Angle φ°	$N_{\theta q}$ (Kg/ml)
28,17	-775,85	28,17	-2184,89
25,35	-838,61	25,35	-2496,45
22,54	-894,90	22,54	-2783,89
19,72	-944,69	19,72	-3044,43
16,90	-987,93	16,90	-3275,56
14,09	-1024,58	14,09	-3475,05
11,27	-1054,62	11,27	-3640,96
8,45	-1078,01	8,45	-3771,69
5,63	-1094,74	5,63	-3865,98
2,82	-1104,78	2,82	-3922,93
0,00	-1108,13	0,00	-3941,97
-2,82	-1104,78	-2,82	-3922,93
-5,63	-1094,74	-5,63	-3865,98
-8,45	-1078,01	-8,45	-3771,69
-11,27	-1054,62	-11,27	-3640,96
-14,09	-1024,58	-14,09	-3475,05
-16,90	-987,93	-16,90	-3275,56
-19,72	-944,69	-19,72	-3044,43
-22,54	-894,90	-22,54	-2783,89
-25,35	-838,61	-25,35	-2496,45
-28,17	-775,85	-28,17	-2184,89

Graphiquement la distribution de ces efforts est représentée par les graphiques de la figure 2.13 suivante :

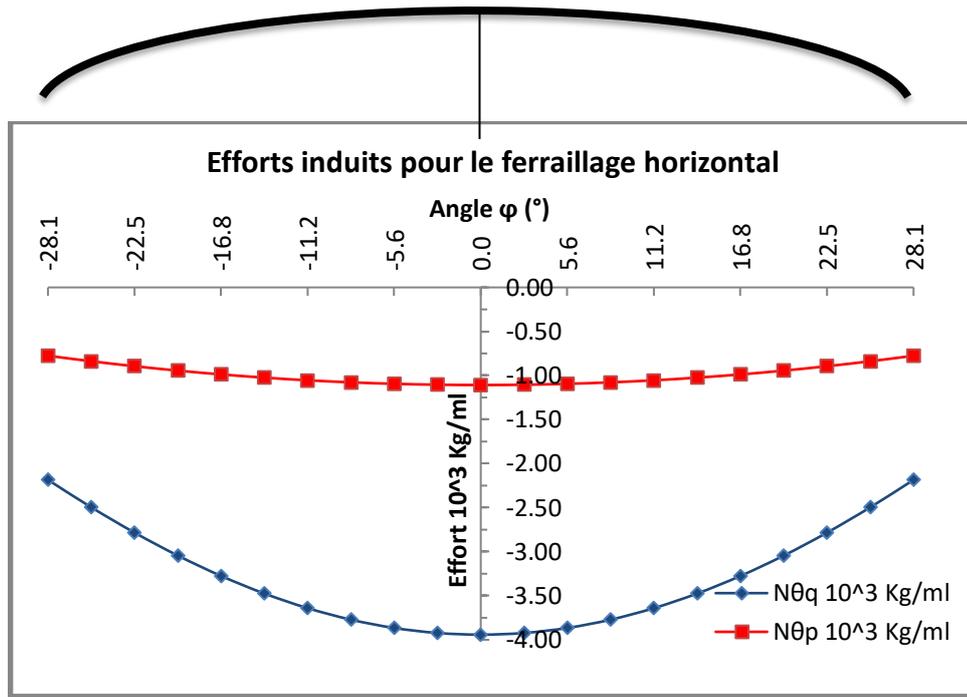


Figure 2.13 : Diagrammes des efforts N_{θ} sollicitant la coupole de fond

2.5.3 – Efforts induits pour le ferrailage selon le méridien

Les efforts induits pour une tranche de 01 mètre linéaire sont donnés comme suit :

Tableau 2.6 : Efforts N_{φ} sollicitant la coupole

Poids propre (Kg/ml)		Surcharges (Kg/ml)	
$N_{\varphi p} = -\frac{R \cdot p}{1 + \cos\varphi}$		$N_{\varphi q} = -\frac{R \cdot q}{2}$	
Angle φ°	$N_{\varphi p}$ (Kg/ml)	Angle φ°	$N_{\varphi q}$ (Kg/ml)
28,17	-1177,88	28,17	-3941,97
25,35	-1164,19	25,35	-3941,97
22,54	-1152,11	22,54	-3941,97
19,72	-1141,60	19,72	-3941,97
16,90	-1132,59	16,90	-3941,97
14,09	-1125,04	14,09	-3941,97
11,27	-1118,91	11,27	-3941,97
8,45	-1114,17	8,45	-3941,97
5,63	-1110,81	5,63	-3941,97
2,82	-1108,79	2,82	-3941,97
0,00	-1108,13	0,00	-3941,97

Graphiquement la distribution de ces efforts est représentée par les graphiques de la figure 2.14 suivante :

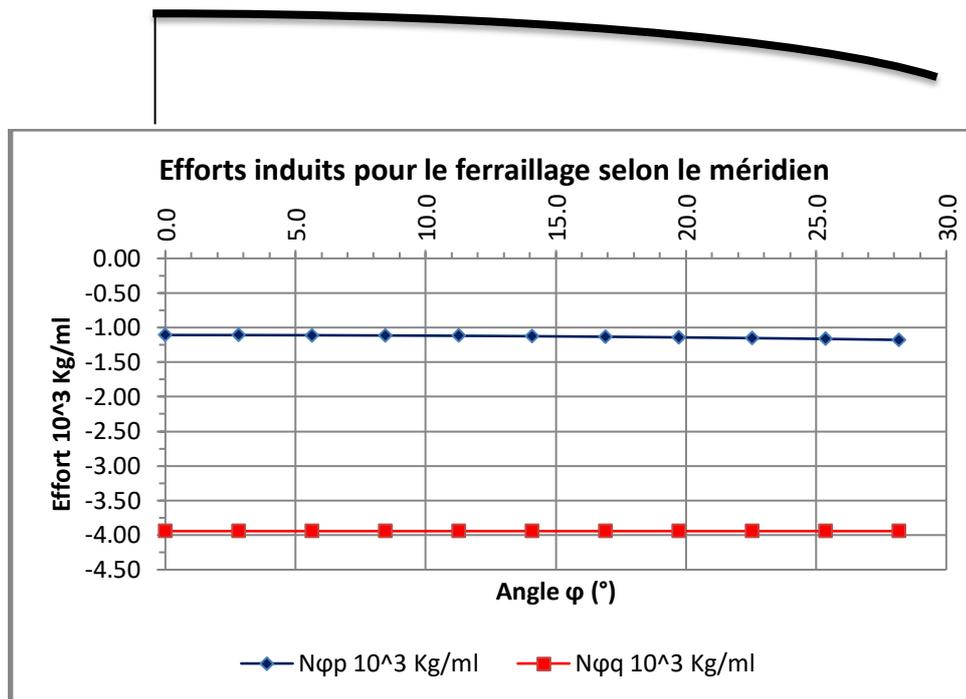


Figure 2.14 : Diagrammes des efforts N_{φ} sollicitant la coupole de fond

2.5.4 – Combinaisons de charges pour le ferrailage horizontal

- Effort maximal : $N_{\theta p} = 1108,13$ Kg $N_{\theta q} = 3941,97$ Kg
- ELU : $N_{\theta ELU} = 1.35N_{\theta p} + 1.5N_{\theta q} = 1.35 \times 1108,13 + 1.5 \times 3941,97 = \mathbf{7408.93}$ Kg
- ELS : $N_{\theta ELS} = N_{\theta p} + N_{\theta q} = 1108,13 + 3941,97 = \mathbf{5050.10}$ Kg

2.5.5 – Combinaisons de charges pour le ferrailage du méridien

- Effort maximal : $N_{\varphi p} = 1177,88$ Kg $N_{\varphi q} = \mathbf{3941,97}$ Kg
- ELU : $N_{\varphi ELU} = 1.35N_{\varphi p} + 1.5N_{\varphi q} = 1.35 \times 1177,88 + 1.5 \times 3941,97 = \mathbf{7503.09}$ Kg
- ELS : $N_{\varphi ELS} = N_{\varphi p} + N_{\varphi q} = 1177,88 + 3941,97 = \mathbf{5119.85}$ Kg

2.5.6 – Ferrailage

- $B = 100 * 15 = 1500$ cm²
- $f_{C28} = 300$ Kg/cm²
- $f_e = 4000$ Kg/cm²
- $\gamma_b = 1.50$ $\gamma_s = 1.15$

Selon le RPA 99 (VERSION 2003), les pourcentages d'armatures minimum sont donnés comme suit :

Zones	$A_{min}(\%)$	A_{min} (Valeurs)
I	0.7%. B	10.50 cm^2
II	0.8%. B	12.00 cm^2
IIb et III	0.9%. B	13.50 cm^2

2.5.6.1 - Selon les parallèles N_{θ}

Nous avons seulement des efforts de traction, le calcul se fait à ELU.

$$A_s = N_{ELU} \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$N_{\theta ELU} = 7408.93 \text{ Kg/ml}$$

$$A_s = 7408,93 \times \frac{1.15}{4000} = 2,13 \text{ cm}^2$$

Sachant que notre structure est destinée à être localisée à Guelma (Zone sismique II), on a

$$A_s < A_{min}(12.0 \text{ cm}^2)$$

Nous prendrons **26HA8 /ml** (soit **13.06 cm^2**) répartis en deux nappes avec un espacement de **10.0 cm** (inférieur à $e_{pc} = 15 \text{ cm}$)

2.5.6.2 - Selon les méridiens N_{φ}

Nous avons seulement des efforts de compression, le calcul se fait à ELU.

$$N_{\varphi ELU} = 7503.09 \text{ Kg/ml}$$

$$A_s \geq \left(N_{\varphi ELU} - B \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left(7503.09 - 1500 \times \frac{0,85 \times 300}{1.50} \right) \frac{1.15}{4000} \geq -71.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{s\varphi} \geq -71.18 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies$ L'effort peut être repris totalement par la section du béton seul donc on prend la section d'acier minimale préconisée par la réglementation,

Sachant que notre structure est destinée à être localisée à Guelma (Zone sismique II), on opte pour la section minimale **$A_{min} = 12,0 \text{ cm}^2$** .

Nous prendrons **26HA8 /ml** (soit **13.06 cm^2**) répartis en deux nappes avec un espacement de **10.0 cm** (inférieur à $e_{pc} = 15 \text{ cm}$)

2.6- Cheminée

La cheminée travaille exclusivement en compression.

$$C = \gamma_e \frac{h_e^2}{2} \cdot rc$$

Soit :

$$C = 1000 \times \frac{7^2}{2} \times 0,58 = 14210 \text{ Kg/ml}$$

$$A_s \geq \left(C - B \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left(14210 - 800 \times \frac{0,85 \times 300}{1,50} \right) \frac{1,15}{4000} \geq -35,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_s \geq -35,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \implies$ L'effort peut être repris totalement par la section du béton seul donc on prend la section d'acier minimale préconisée par la réglementation

Sachant que notre structure est destinée à être localisée à Guelma (Zone sismique II), on opte pour la section minimale **$A_{\min} = 6,4 \text{ cm}^2$** .

Nous prendrons **13HA8** (soit **$6,53 \text{ cm}^2/\text{ml}$**) avec un espacement de **7,7 cm** (inférieur à $e_c = 8\text{cm}$) pour chacune des directions (horizontale et verticale).

Chapitre 03 - ANALYSE DES ELEMENTS LINEIQUES D'UN RESERVOIR 500m³

3.1-Données

3.1.1-Nature des éléments linéiques

Le réservoir à étudier est un réservoir circulaire de capacité 500m³, destiné à l'alimentation en eau potable. Les éléments linéiques du réservoir sont :

- La ceinture supérieure
- La ceinture inférieure
- La ceinture d'appui de la cuve

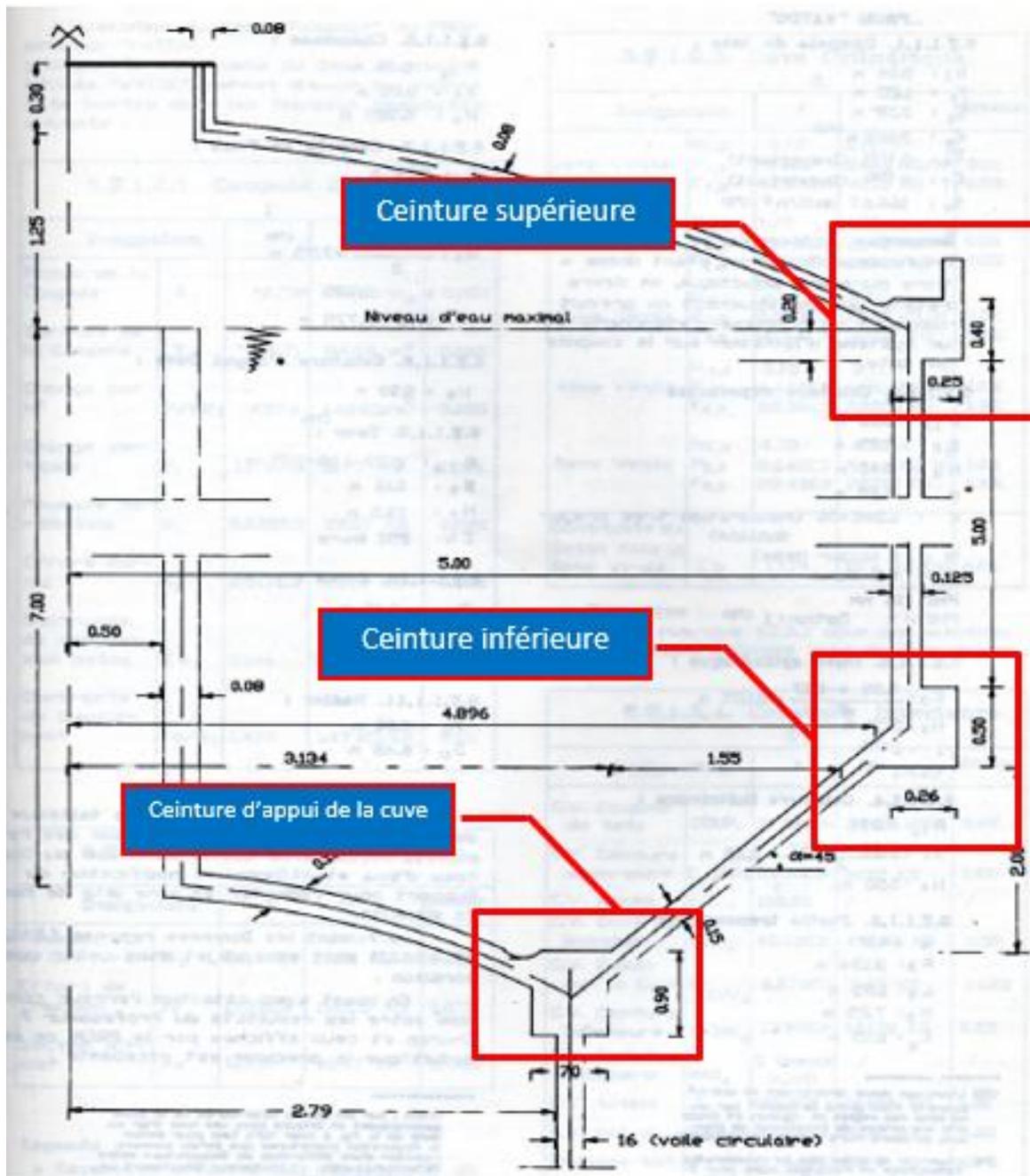


Figure 3.1 : Eléments linéiques du réservoir

3.1.2-Hypothèses

Généralités

- Etat de fissuration très préjudiciable
- Enduit intérieur
- Faibles contraintes admissibles des aciers

3.1.3-Eléments de base

Matériaux :

Béton	Classe 35 $f_{c28} = 30\text{MPa}$
Acier Haute adhérence	$f_e = 400\text{Mpa}$
Enrobage	3cm

Charges :

Permanent	Béton + Enduits +Etanchéité + isolation thermique	$\rho = 2.6 \text{ t/m}^3$
Eau	Eau	$\gamma_e = 1\text{t/m}^3$
Exploitation	Couverture	$q = 0.1\text{t/m}^2$

3.1.4-Prédimensionnement

Les dimensions préalables du château sont les suivantes :

Rayons	Ceinture supérieure	$r = 5,00 \text{ m}$
	Ceinture inférieure	$r = 5,00 \text{ m}$
	Ceinture d'appui de la cuve	$r = 2,79 \text{ m}$
Section des ceintures (bxh)	Ceinture supérieure	0.25×0.40
	Ceinture inférieure	0.26×0.5
	Ceinture d'appui de la cuve	0.70×0.90

3.2- Etude de la ceinture supérieure

3.2.1 – Types d'efforts

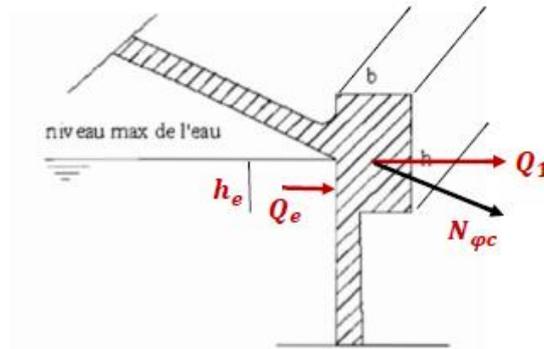


Figure 3.2 : Nature des efforts appliqués sur la ceinture supérieure

La ceinture reçoit par mètre linéaire de développement :

- Les efforts provenant de la coupole Q_1
- Une poussée provenant de l'eau $Q_e = \gamma_e \frac{h_e^2}{2}$ avec γ_e poids volumique de l'eau

3.2.2 – Efforts induits pour le ferrailage

- La composante horizontale de $N_{(\varphi c)p}$

$$Q_{1p} = N_{(\varphi c)p} \cdot \cos(\varphi c)$$

$$Q_{1p} = -1174,05 \times \cos(28,07) = -1035.95 \text{ Kg/ml}$$

- La composante horizontale de $N_{(\varphi c)q}$

$$Q_{1q} = N_{(\varphi c)q} \cdot \cos(\varphi c)$$

$$Q_{1q} = 531,25 \times \cos(28,07) = -468.76 \text{ Kg/ml}$$

- La poussée provenant de l'eau

$$Q_e = \gamma_e \frac{h_e^2}{2}$$

$$Q_e = 1000 \times \frac{(0.20)^2}{2} = 20 \text{ Kg/ml}$$

3.2.3 – Combinaison de charges pour le ferrailage de la ceinture supérieure

$$\text{ELU} : F_{\text{ELU}} = (1.35Q_{1p} + 1.5Q_{1q} + Q_e) \cdot r$$

$$\text{ELU} : F_{\text{ELU}} = (1.35 \times 1035.95 + 1.5 \times 468.76 + 20) \times 5 = 10608.36 \text{ Kg}$$

3.2.4 – Ferrailage

- $B = 25 * 40 = 1000 \text{ cm}^2$
- $f_{c28} = 300 \text{ Kg/cm}^2$
- $f_e = 4000 \text{ Kg/cm}^2$
- $\gamma_b = 1.50$
- $\gamma_s = 1.15$

3.2.4.1 – Armatures longitudinales

La ceinture supérieure travaille uniquement à la traction.

Selon le RPA 99 (VERSION 2003), les pourcentages d'armatures sont donnés comme suit ;

- $A_{\min} = 0,5\%$. B en toute section, soit $0.5 * \frac{1000}{100} = 5.00 \text{ cm}^2$
- $A_{\max} = 4\%$. B en dehors de la zone de recouvrement, soit $4 * \frac{1000}{100} = 40.00 \text{ cm}^2$
- $A_{\max} = 6\%$. B en zone de recouvrement, soit $6 * \frac{1000}{100} = 60.00 \text{ cm}^2$

$$F_{ELU} = 10608.36 \text{ Kg/ml}$$

$$A_s \geq F_{ELU} \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq 10608.36 * \frac{1.15}{4000} = 3.04 \text{ cm}^2$$

On opte pour la section minimale $A_{\min} = 5,0 \text{ cm}^2$.

Nous prendrons **6HA12** (soit **6.78 cm²**) avec un enrobage de **3.0 cm**.

3.2.4.2 – Armatures Transversales

Selon le RPA 99 (VERSION 2003), la quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t \geq 0.003 . s . B$$

Avec $s \leq \frac{h}{2}$; $s \leq \frac{40}{2}$; $s \leq 20$

$$A_t \geq (0.003 * 20 * 25 = 1.50 \text{ cm}^2)$$

Nous prendrons des cadres et des étriers en **HA8** (soit $4 * 0.5 = 2.00 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20.0 cm**.

3.3 - Etude de la ceinture inférieure :

3.3.1 – Types d'efforts

La ceinture inférieure est sollicitée par deux types d'efforts :

- La charge totale au mètre linéaire provenant de la descente de charge appliquée à la base P
- La poussée au mètre linéaire provenant de l'eau appliquée à la base $Q_e = \gamma_e \cdot H_e \cdot L$ avec γ_e poids volumique de l'eau

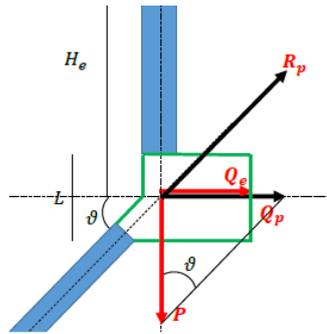


Figure 3.3 : Nature des efforts appliqués sur la ceinture inférieure

R_p étant la réaction de la partie tronconique à la charge P qui est à l'origine de la poussée :

$$Q_p = R_p \cos \theta = \frac{P}{\tan \theta}$$

L'effort de traction global est :

$$F = (Q_p + 1,50 \cdot Q_e) \cdot r$$

$P = N_{ELU}$ (calculé au chapitre 02 – voir tableau 2.4) = 2831.82 Kg/ml

$$Q_p = \frac{2831,82}{2/1,55} = 2194.66 \text{ Kg/ml}$$

$Q_e = 1000 \times 5,25 \times 0.5 = 2625.00 \text{ Kg/ml}$

$$F = (2194,66 + 1,50 \times 2625) \times 5 = \mathbf{30660.8 \text{ Kg/ml}}$$

3.3.2 – Ferrailage

- $B = 26 * 50 = 1300 \text{ cm}^2$
- $f_{c28} = 300 \text{ Kg/cm}^2$
- $f_e = 4000 \text{ Kg/cm}^2$
- $\gamma_b = 1.50$
- $\gamma_s = 1.15$

3.3.2.1 – Armature longitudinales

La ceinture inférieure travaille uniquement à la traction.

Selon le RPA 99 (VERSION 2003), les pourcentages d'armatures sont donnés comme suit ;

$$- A_{\min} = 0,5\% . B \text{ en toute section, soit } 0.5 * \frac{1300}{100} = \mathbf{6.50 \text{ cm}^2}$$

$$A_s \geq F_{ELU} \frac{Y_s}{f_e}$$

$$A_s \geq 30660.8x \frac{1.15}{4000} = \mathbf{8.81 \text{ cm}^2}$$

Nous prendrons **8HA12** (soit **9.04 cm²**) avec un enrobage de **3.0 cm**.

3.2.2.2 – Armature Transversales

Selon le RPA 99 (VERSION 2003), la quantité d'armature transversales minimale est donnée par :

$$A_t \geq 0.003 . s . b$$

$$\text{Avec } s \leq \frac{h}{2} \quad ; \quad s \leq \frac{50}{2} \quad ; \quad s \leq 25$$

$$A_t \geq (0.003x25x26 = \mathbf{1.95 \text{ cm}^2})$$

Nous prendrons des cadres et des étriers en **HA8** (soit $4x0.5 = \mathbf{2.00 \text{ cm}^2}$) avec un espacement de **20.0 cm**.

3.3 - Ceinture d'appui de la cuve :

3.3.1 – Géométrie et Poids

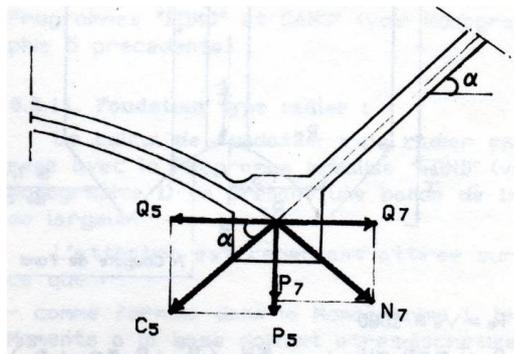


Figure 3.4 : Nature des efforts appliqués sur la ceinture d'appui de la cuve

La ceinture d'appui de la cuve de fond est soumise aux forces suivantes :

- Une force de compression par unité de longueur provenant du tronc de cône C_5 dont l'une des composantes induit sur la poutre une force de compression

$$Q_5 = C_5 \cos \alpha$$

- Une force normale par unité de longueur provenant de la coupole de fond N_7 dont l'une des composantes provoque la traction de la poutre

$$Q_7 = N_7 \cos \alpha$$

L'effort résultant, sera alors :

$$F_H = Q_5 - Q_7$$

Si $F_H > 0$, il s'agit d'un effort de compression

Si $F_H < 0$, il s'agit d'un effort de traction

L'effort global dans la ceinture sera :

$$F = F_H \cdot r = (Q_5 - Q_7) \cdot r$$

Ces efforts calculés précédemment à l'Etat Limite Ultime se présentent comme suit :

$$C_5 = 456075.66 \text{ Kg/ml} \quad \text{d'où} \quad Q_5 = C_5 \cos \alpha = 456075.55 \times 0,608 = 277293,93 \text{ Kg/ml}$$

$$N_7 = 7503,09 \text{ Kg/ml} \quad \text{d'où} \quad Q_7 = N_7 \cos \alpha = 7503,09 \times 0,608 = 4561,87 \text{ Kg/ml}$$

$$F = (277293.93 - 4561,87) \times 2,79 = \mathbf{760922,45 \text{ Kg}}$$

$F > 0$, il s'agit d'un effort de compression

3.3.2 – Ferrailage

3.3.2.1 – Armatures principales

$$- B = 90 * 70 = 6300 \text{ cm}^2$$

$$- f_{c28} = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- f_e = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$- \gamma_b = 1.50$$

$$- \gamma_s = 1.15$$

Selon le RPA 99 (VERSION 2003), les pourcentages d'armatures minimum sont donnés comme suit ;

Zones	$A_{\min}(\%)$	A_{\min} (Valeurs)
I	0.7%. B	44.10 cm^2
II	0.8%. B	50.40 cm^2
IIb et III	0.9%. B	56.70 cm^2

$$A_s \geq \left(F - B \cdot \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_s \geq \left(760922,45 - 6300 \times \frac{0,85 \times 300}{1.50} \right) \frac{1.15}{4000} \geq \mathbf{-89.14 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$A_s \geq -89.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → L'effort peut être repris totalement par la section du béton seul donc on prend la section d'acier minimale préconisée par la réglementation

Sachant que notre structure est destinée à être localisée à Guelma (Zone sismique II), on opte pour la section minimale $A_{\min} = 50,4 \text{ cm}^2$.

Nous prendrons (16HA16) + (6HA20) (soit 51.02 cm^2) avec un enrobage de **3.0 cm**.

3.3.2.2 – Armature Transversales

Selon le RPA 99 (VERSION 2003), la quantité d'armature transversales minimale est donnée par :

$$A_t \geq 0.003 \cdot s \cdot b$$

Avec $s \leq \frac{h}{2}$; $s \leq \frac{90}{2}$; $s \leq 45$

$$A_t \geq (0.003 \times 45 \times 70 = 9.45 \text{ cm}^2)$$

Nous prendrons des cadres et des étriers en **HA12** (soit $8 \times 1.13 = 9.05 \text{ cm}^2$) avec un espacement de **20.0 cm** Et des épingles en **HA8**.

Chapitre 04 - FERRAILLE DES DIFFERENTS ELEMENTS DU RESERVOIR

Tableau 4.1 : Synthèse du ferrailage

Les éléments	Les efforts (Kg/ml)		Le ferrailage		A _{min} (cm ² /ml)	
	Horizontale	Verticale	Horizontale	Verticale	Horizontale	Verticale
La coupole supérieure	2288.63	-2381.85	13HA8	13HA8	6.53	6.53
La ceinture supérieure	10608.36	/	6HA12	/	6.78	/
La cuve cylindrique	23750	-2831.82	20HA8	20HA8	10.05	10.05
La ceinture inférieure	30660.8	/	8HA12	/	9.05	/
La partie tronconique	-456075.66	68853.71	20HA12	20HA12	22.62	22.62
La cuve de fond	-7408.93	-7503.09	26HA8	26HA8	13.06	13.06
La cheminée	-14210	/	13HA8	/	6.53	/
La ceinture d'appui de cuve	-760922.44	/	16HA20	/	50.27	/
La coupole inférieure	7408.93	7503.09	26HA8	26HA8	13.06	13.06

4.1- Coupole de couverture

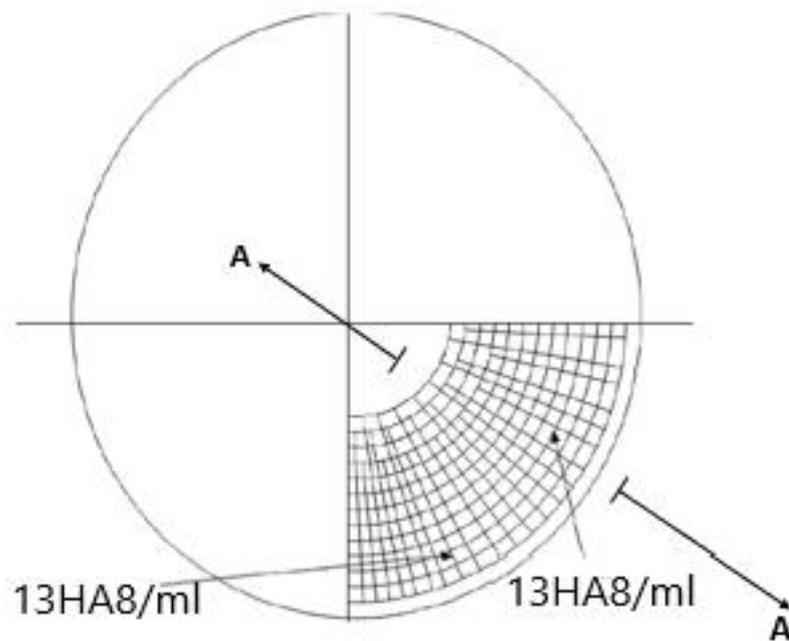


Figure 4.1 : Ferrailage de la coupole de couverture

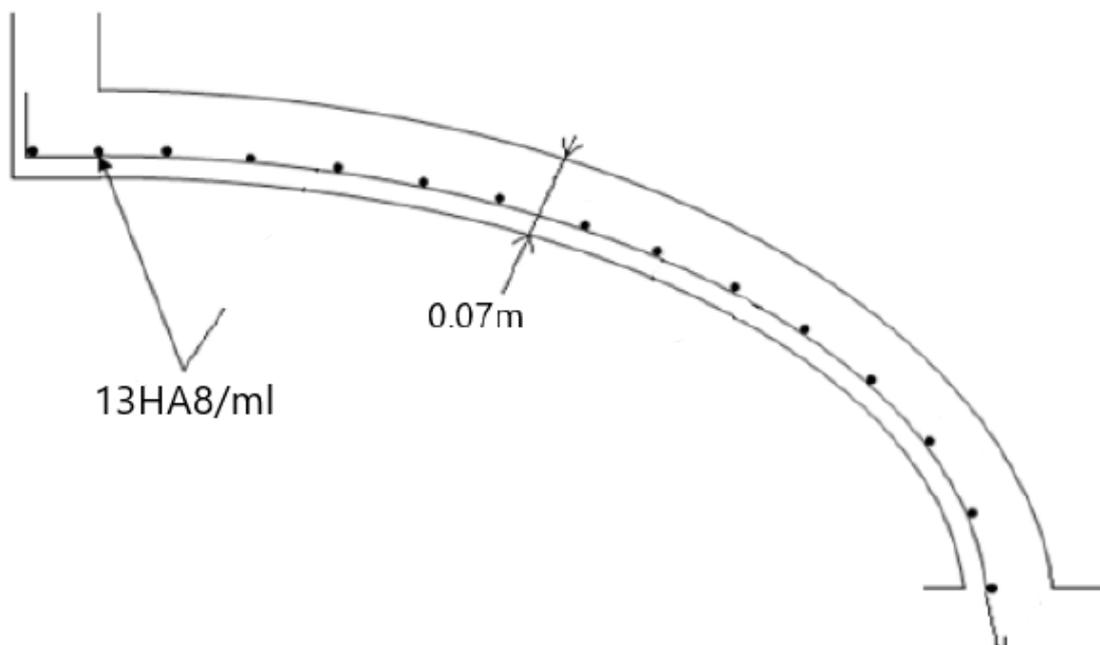


Figure 4.2 : Ferrailage de la coupole de couverture coupe A-A

4.2 - Ceinture supérieure

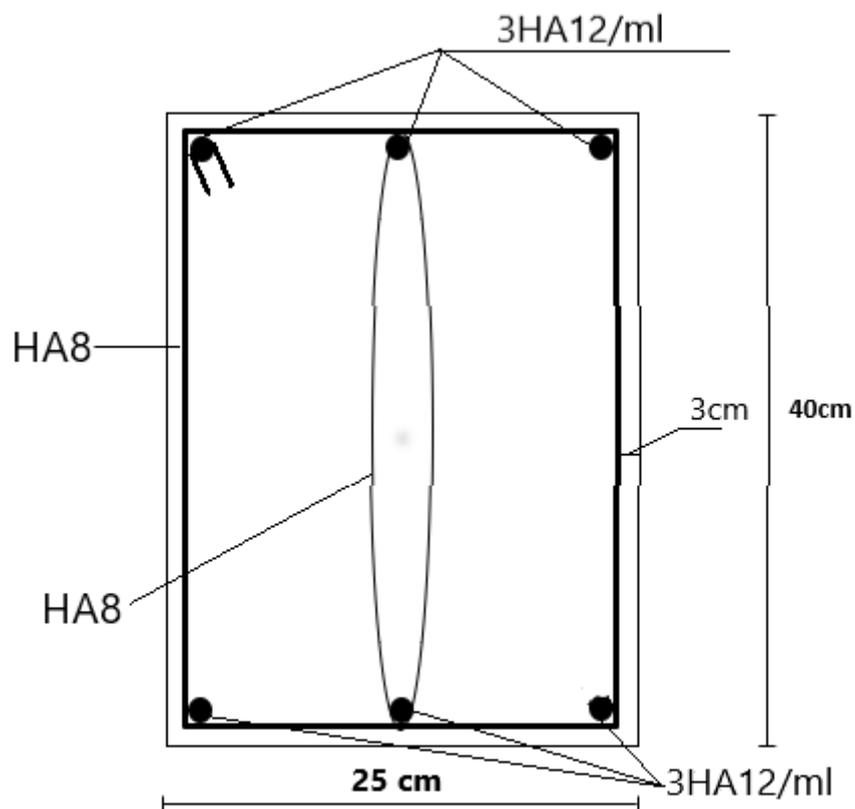


Figure 4.3 : Ferrailage de la ceinture supérieure

4.3 - Cuve cylindrique

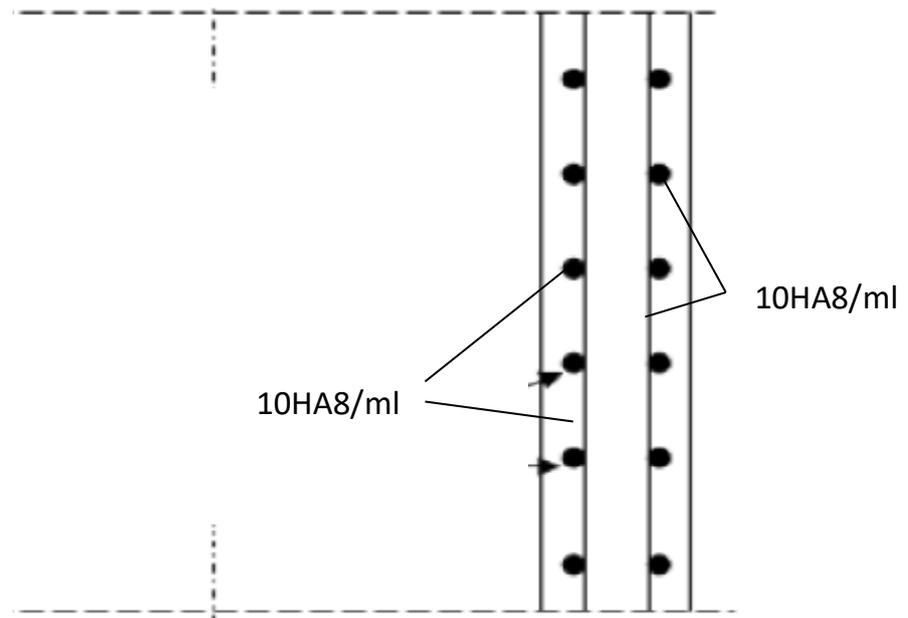


Figure 4.4 : Ferrailage de la cuve cylindrique

4.4- Ceinture inferieure

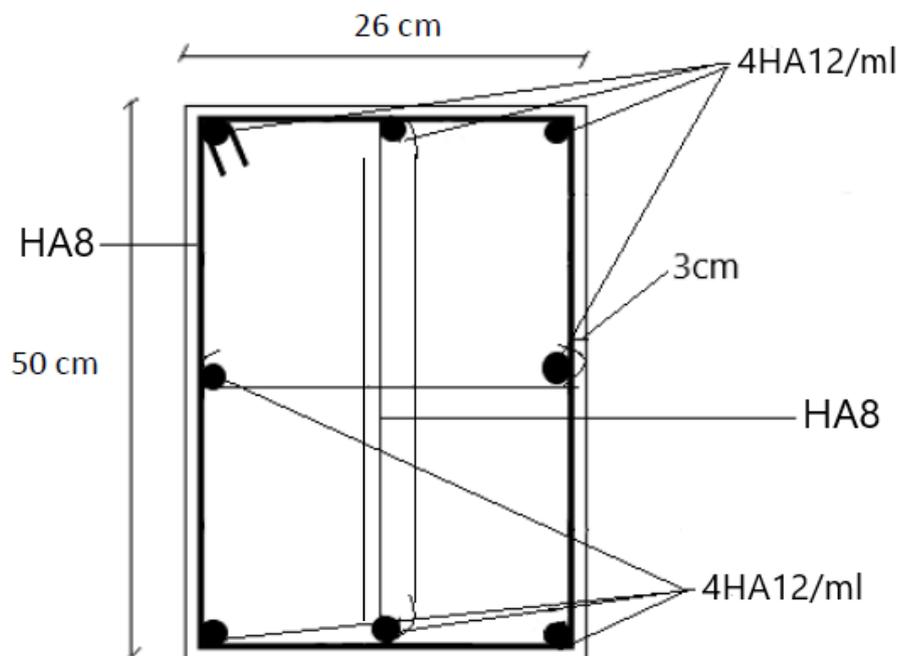


Figure 4.5 : Ferrailage de la ceinture inférieure

4.5 - Partie tronconique

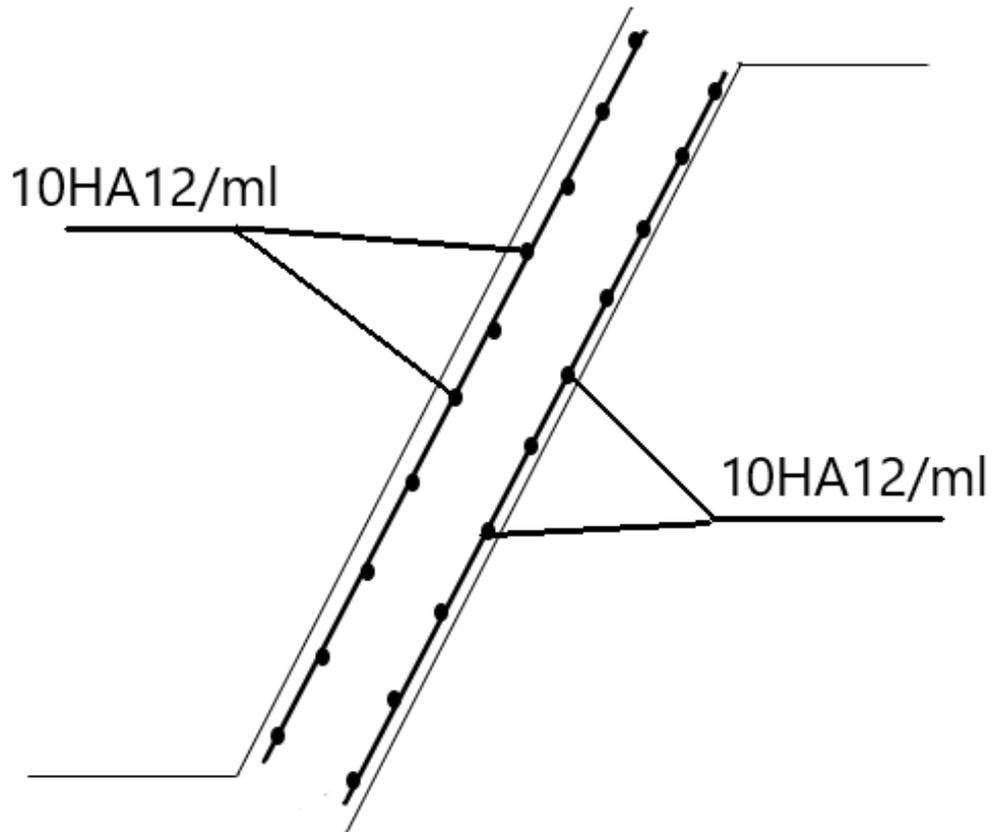


Figure 4.6 : Ferrailage horizontal de la partie tronconique

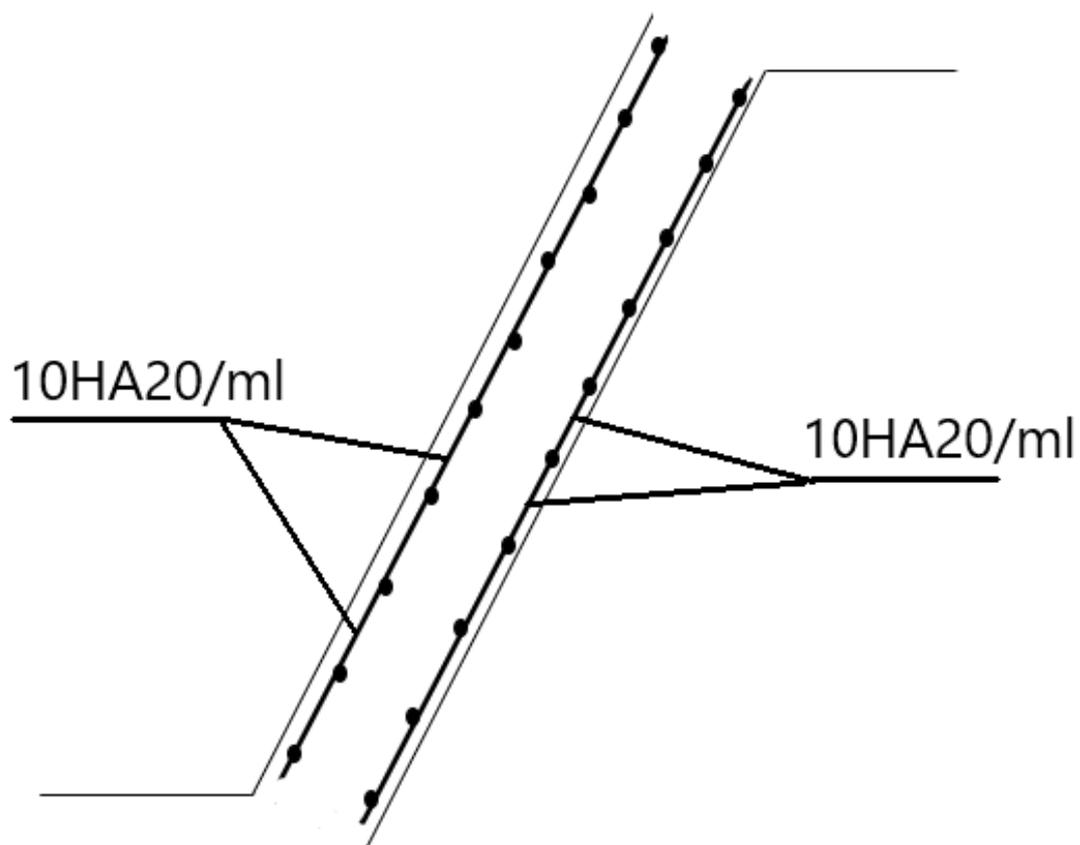


Figure 4.7 : Ferrailage vertical de la partie tronconique

4.6- Cheminée

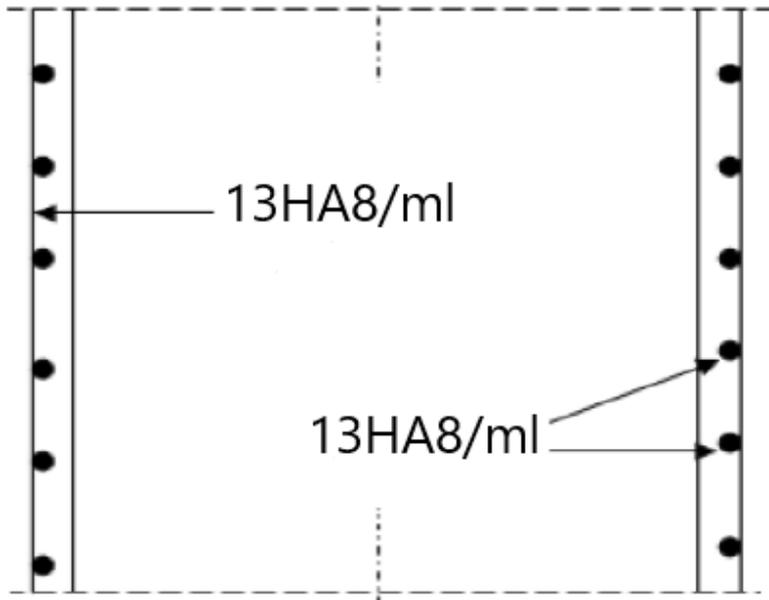


Figure 4.8 : Ferrailage de la cheminée

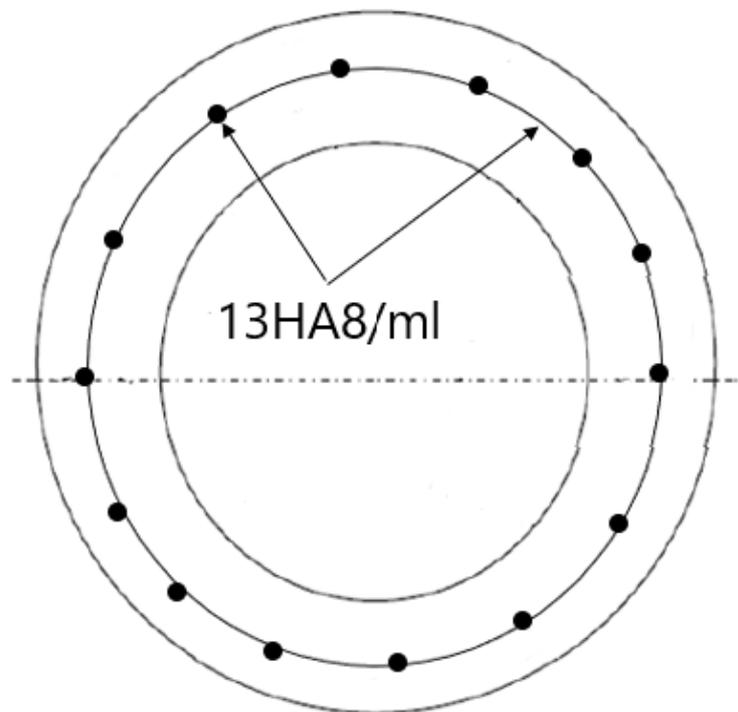


Figure 4.9 : Ferrailage du voile de la cheminée

4.7 Ceinture d'appui de la cuve

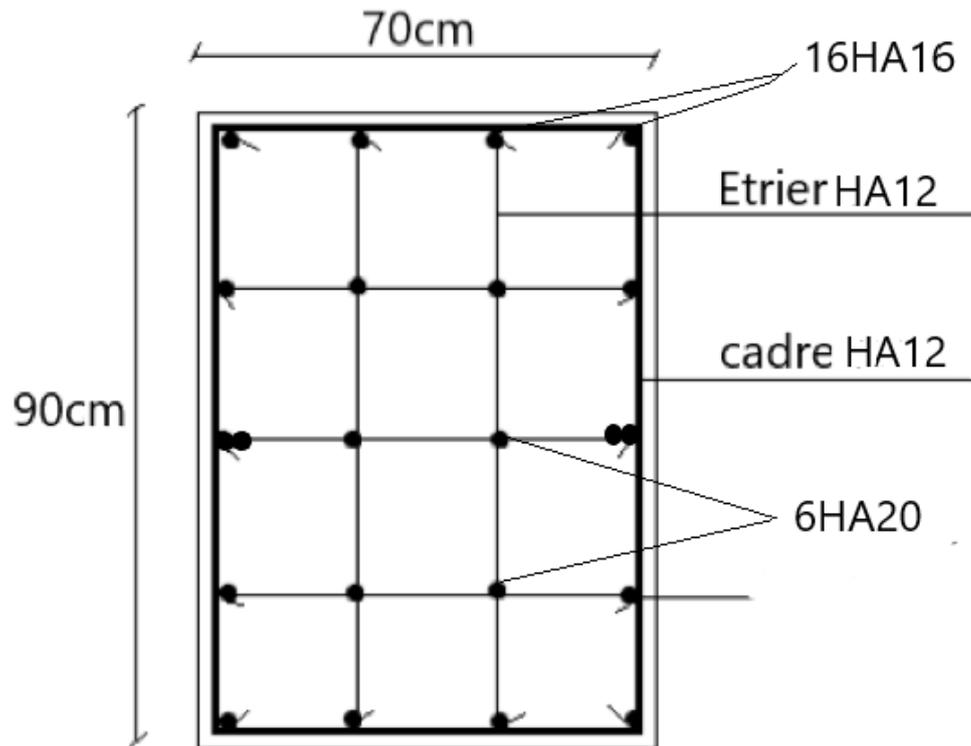


Figure 4.10 : Ferrailage de la ceinture d'appui de la cuve

4.8 - Coupole de fond

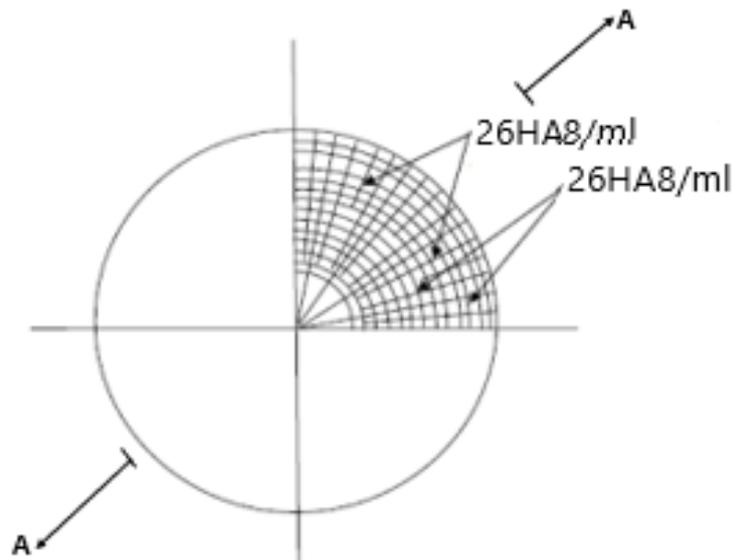


Figure 4.11 : Ferrailage de la coupole de fond

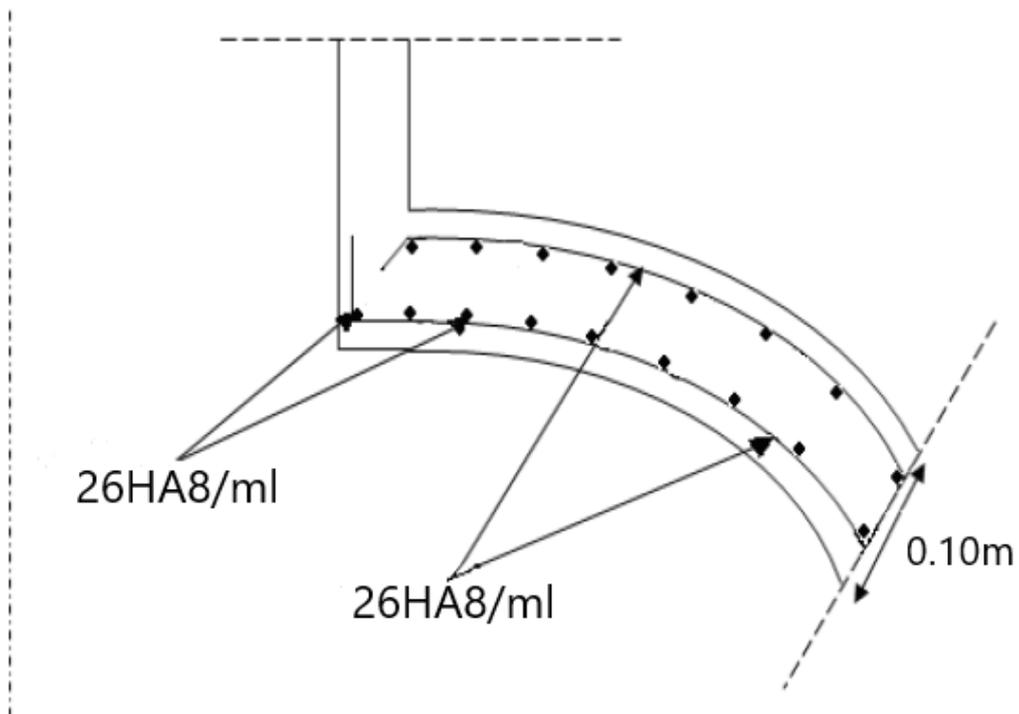


Figure 4.12 : Ferrailage de la coupole de fond coupe A-A

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire nous avons travaillé sur le calcul des efforts ainsi que le ferrailage des différents éléments du château d'eau en béton armé, d'une capacité de 500 m³.

Ce thème m'a permis non seulement, de mettre en pratique mes connaissances acquises pendant tout mon chemin universitaire tout en respectant les règlements, mais aussi d'élargir mes connaissances dans le domaine de construction des structures en béton armé qui est un domaine très vaste et passionnant.

Au terme de ce travail, nous avons élaboré ce qui suit :

- Notions générales sur les réservoirs ;
- Calcul des efforts des éléments de coque du réservoir ;
- Calcul des efforts des éléments linéique du réservoir ;
- Ferrailage des éléments.

Pour finir je dois admettre que ce thème, nouveau pour moi m'a permis de voir d'autres horizons (autres que les constructions habituelles tels que les bâtiments, les villas, les tours, etc...).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Cours Voies et Ouvrages d'Art présenté par Dr. Himeur Mohammed au Département de Génie Civil – Faculté des Sciences et de la Technologie – Université 8 Mai 1945 – Guelma
- Cours Voies et Ouvrages d'Art présenté par Dr. Aidoud Assia au Département de Génie Civil – Faculté des Sciences et de la Technologie – Université 8 Mai 1945 – Guelma
- A. GUERRIN, "Traité de Béton Armé - tome 5 v0ûtes - coupoles", Dunod, 1975.
- P. CHARON, "Calcul des Ouvrages en Béton Armé - théorie et Applications", Editions Eyrolles, 1983.
- Eurocodes
- Livre : traité de béton armé T6. A.Guerrin
- Mémoire : (ETUDE D'UN RESERVOIR SURELEVE DE CAPACITE 1000m3 Dans la Daira de MESRA (Wilaya de MOSATAGANEM) présenté par : Boundy Bakoroba et Boukhatem Bouabdellah.
- Mémoire : (etude d'un réservoir sur levé-château d'eau) présenté par : Hakem karima et Yousfi Souheyr