

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de : Génie Civil et Hydraulique

C:.....
R:.....

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de

Master, Filière: Génie Civil

Spécialité : Etude et contrôle bâtiments et route (E.C.B.R)

Thème

**Étude d'un réservoir surélève (château d'eau) capacité
de 1000 m³**

Présenté par :

❖ ABOUB Laid

Soumis au jury composé de :

ZENKHRI Abderrezak M.A.A

UKM OUARGLA

Président

KHELLASI Amar M.A.A

UKM OUARGLA

Examineur

KHELOU Abderrezak M.C.B

UKM OUARGLA

Encadreur

Année Universitaire: 2021 / 2022



Remerciement

Nous remercions avant tout, Dieu le tout puissant de nous avoir indiqué le chemin du savoir, De nous avoir donné la passion et la patience d'accomplir ce travail
Nous remercions notre chère famille de leurs aides morale et financière

Nous remercions notre Encadreur « KHELLOU Abderezzak » pour ses conseils et ses consultations qui nous ont tout aidé sa la réalisation de notre projet.
Nous tenons à remercier les membres du jury qui nous ferons l'honneur de juger notre travaille.



RESUME

RESUME

Ce présent projet intitulé « **Étude d'un réservoir surélève (château d'eau) capacité de 1000 m³** », a pour objectif principal de proposer un dimensionnement d'un château d'eau de 1000 m³ afin d'assurer de façon durable l'approvisionnement en eau potable en quantité suffisante des populations du GARA Nord- de la ville d'Ouargla. Ce château d'eau possède une **cuve de forme partie cylindrique et un partie tronconique** reposant sur **une tour de 30 m** de haut. Pour mener à bien le dimensionnement du château d'eau, nous sommes amenés à le décomposer en plusieurs éléments de structure que sont : la coupole de couverture ou supérieure, la ceinture supérieure, la paroi cylindrique, la ceinture intermédiaire, la paroi tronconique, la ceinture inférieure (ceinture d'appui), la coupole de fond de cuve, la cheminée d'accès , la tour et la fondation, le plan de coffrage du château comportant ces différentes caractéristiques géométriques a été remis par D.R.E d'Ouargla.

Mots Clés

- 1 – fut
- 2 – Alimentation en eau
- 3 – Château d'eau
- 4 – Conception et dimensionnement

RESUME

ABSTRACT

The main objective of this project, entitled “**Design and sizing of a 1000 m³ water tower**”, to propose a dimensioning of a water tower of 1000 m³ in order to ensure in a sustainable way the supply of drinking water in sufficient quantity of the populations of the GARA North (LASILIS) of the city of Ouargla. This water tower has a **tank in the form of a cylindrical part and a frustoconical part** resting on a **30 m high tower**. To carry out the sizing of the water tower, we are led to decompose it into several structural elements that are: The skylight, the roof or upper dome, the upper belt, the cylindrical wall, the intermediate belt, the frustoconical wall, the support belt, the tank bottom dome, the tower and the foundation, the castle formwork plan with these different geometrical characteristics was submitted by D.R.E. of Ouargla.

Key words

- 1 – tower
- 2 – Drinking water
- 3 – Water tower
- 4 – Design and dimensioning

الملخص

المشروع بعنوان "دراسة الهندسة المدنية لخزان مرتفع (برج مياه) بسعة 1000 متر مكعب" ، ويهدف بشكل رئيسي إلى اقتراح حجم برج مياه 1000 متر مكعب من أجل ضمان توفير مياه الشرب بكميات كافية لسكان منطقة قارا الشمالية بولاية ورقلة. يحتوي برج المياه هذا على خزان على شكل جزء أسطوانى وجزء مخروطى يرتكز على برج ارتفاعه 30 مترًا. لدراسة هذا الخزان ، يتعين علينا تقسيمه إلى عدة عناصر هيكلية وهي: الغطاء أو القبة العلوية ، والحزام العلوي ، والجدار الأسطوانى ، والحزام الوسيط ، والجدار المخروطى ، والحزام السفلى (حزام الدعم) ، القبة الموجودة في قاع الخزان ، مدخنة الوصول ، البرج والأساس ، تم تقديم مخططات قبل مديرية الموارد المائية لورقلة.

SOMMAIRE

RESUME.....	III
ABSTRACT.....	IV
ملخص.....	V
I-1- INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I-PRESENTATION DU SITE	
I-1- SITUATION GEOGRAPHIQUE	3
I-2- DONNEES NATURELLES DU SITE	4
I-2-1- GEOLOGIE DU SITE	4
I-2-2- TOPOGRAPHIE DU SITE	4
I-3- DONNEES CLIMATIQUES.....	5
I-3-1- CLIMAT :	5
I-3-2- PRECIPITATIONS :.....	5
I-3-3- TEMPERATURE :.....	5
I-3-4- LE VENT :.....	6
I-4- SISMICITE	6
CHAPITRE II- GENERALITE SUR LES RESERVOIRS	
II-1- Introduction :.....	7
II-2- Généralité sur les réservoirs	7
II-3- Rôle et fonctions des châteaux d'eau :.....	9
II-3-1- Rôle des châteaux d'eau :.....	9
II-3-2- Fonctions techniques des châteaux d'eau	9
II-3-3- Fonctions économiques châteaux d'eau	9
II-4- Emplacement des châteaux d'eau	10
II-5- Construction des châteaux d'eau :	10
II-6- Calcul de la capacité de la cuve	10
II-6-1- Evaluation de la population	10
II-6-2- Estimation des Besoins en eau par catégorie	11
II-6-2-A- Besoins domestiques à l'horizon 2038	11
II-6-2-B- Besoins commerciaux	11
II-6-2-B- Evaluation de la consommation.....	11

II-7- Etude des Répartition de la consommation :	11
II-8- Choix du type de château d'eau :	12
II-9- La hauteur du château d'eau :	13
II-10- Equipements hydraulique.....	13
III-2-1- Conduite d'arrivée ou alimentation :	14
III-2-2- Conduite de départ ou de distribution :	14
III-2-3- Conduite du trop-plein :	15
III-2-4- Conduites de vidange :	16
III-2-5- Conduit by-pass :	16
III-2-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie :	16
III-3- Les joints d'étanchéité :	17
III-4- Accessoires :	17
CHAPITRE III : HYPOTHESE DE L'ETUDE ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	
IV -1- Introduction :	20
IV -1-1- Hypothèse de l'étude.....	20.
IV -1-2- Chargements.....	20
IV -1-5- Rôle du château d'eau :	20
IV -2- Caractéristique des matériaux :	21
IV -2-1- LE BETON :	21
IV -2-1-1- Résistance en compression.....	21
IV -2-1-2- Résistance à la traction :	21
IV -2-1-3- Module de déformation longitudinale :	22
IV -2-1-4- Coefficient de poisson	22
IV -2-1-5- Contraintes admissibles.....	22
IV -2-1-5-A- Contraintes limites à la compression :	22
IV -2-1-5-B- Contrainte limite au cisaillement :	23
IV -2-2- L'ACIER :	24
IV -2-2-1- Classification :	24
IV-2-2-2- Module d'élasticité longitudinale :	25
IV-2-3- étanchéité :	26
IV-2-4- revêtement :	26

SOMMAIRE

IV-2-5- isolation.....	26
IV-3- Les sollicitations :.....	26
IV-3-1- Combinaison de calcul à l'ELU :.....	27
IV-3-2- Combinaison de calcul à l'ELS :.....	27
IV-4- Ferrailage minimum	28
IV-5- Effets climatiques.....	28
IV-6- Etude des sols et Fondation.....	29

CHAPITRE IV- AVANT METRE

V -1-1- éléments constituant le château d'eau :.....	30
V-1-2- Définition des éléments de la cuve.....	30
V-1-2-1- Un lanterneau	30
V-1-2-2- la coupole de couverture :.....	30
V-1-2-3- la ceinture supérieure :.....	30
V-1-2-4- la paroi de la cuve	30
V-1-2-5- la cheminée :.....	31
V-1-2-6- la coupole de fond :.....	31
V-1-2-7- la ceinture inférieure :.....	31
V-1-2-8- Le fût.....	31
V-1-2-9- Les fondations.....	31
V -3- Caractéristiques principales du château d'eau.....	32
V-4- Calcul du volume d'eau utile :.....	32
V-5- Calcul du poids de l'ouvrage :.....	33
V-5-1- Poids du lanterneau :.....	33
V-5-2- Poids de la coupole supérieure :	34
V-5-3- Poids de la ceinture supérieure :.....	34
V-5-5- Poids de la ceinture intermédiaire :	35
V-5-1- Poids de la cuve :.....	35
V-5-7- Poids de la cheminée :	36
V-5-8- Poids de la coupole inférieure :.....	37
V-5-9- Poids de la ceinture inférieure (d'appui) :	37
V-5-10- Poids de fût:	38
V-5-11- Conclusion	39

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS

V.1. Calcul de coupole de couverture :.....	40
V.1.1. Introduction :.....	40
V.1.2. Méthode de calcul	40
V-1-3 - Calcul des tensions :.....	41
V-1-4 - Ferrailage de la coupole :.....	45
V-2 - Etude de la ceinture circulaire :.....	46
V .3. CALCULE DE LA CUVE CYLINDRIQUE :.....	47
V- 3-1-1 - SENS RADIAL DE PAROI :.....	48
V -3-1-2 - SENS TANGENTIEL DE PAROI :.....	48
V.3.2. CALCUL DE FERRAILLAGE :.....	49
V-4 - CALCULE DE LA CEINTURE INTERMEDIAIRE :.....	49
V-5 - CALCUL DE LA PAROI DE LA CUVE TRONCONIQUE :.....	51
V-6 - CHEMINEE :	53
V-7 - COUPOLE INFERIEUR :.....	54
V-8 - POUTRE D'APPUIE :.....	56

CHAPITRE VI - ETUDE AU VENT

VI-1 - Introduction	59
VI-2 - EVALUATION DE PERIODE D'OSCILLATION.....	59
VI-2-1 - Introduction	59
VI-2-2 - Méthode de la console :.....	59
VI-2-3 - Action d'ensemble du vent.....	61
VI-2-4 - Calcul de la force de dérive (L):.....	64
VI-3 - Calcul des sollicitations M et T:	66

VII-ETUDE DU FUT

VII-1 Introduction :.....	67
VII-2 Calcul de l'effort normal de compression au niveau de la ceinture :	67
VII-3 - Ferrailage du fût :.....	68
VII-4 - Vérification des contraintes :.....	70
VII-4-1 - Vérification de la stabilité :.....	71
VII-4-2 - Calcul des contraintes :.....	71
VII-4-3 - Ferrailage transversal :.....	72
VII-5 - Ferrailage de la dalle de repos :.....	72

CHAPITRE VIII-ETUDE DE LA FONDATION

VIII -1- Introduction :.....	77
VIII -2- Dimensionnement du radier :.....	77
VIII -2-1- Calcul de la hauteur du radier :	77
VIII -2-2- Calcul du diamètre du radier :.....	77
VIII -4- Calcul des efforts à la base du radier :.....	79
VIII -4-1- En situation accidentelle :	79
VIII -5- Distribution des contraintes dans le sol:.....	79
VIII -5-2- Sous l'effet du vent (ELS).....	79
VIII -6- Vérification de la stabilité de l'ouvrage :.....	80
VIII -6-1- Vérification au renversement.....	80
VIII -6-1-1- Calcul du moment renversant.....	80
VIII -6-1-2- Calcul du moment stabilisant :.....	80
VIII -6-2- Vérification du glissement :.....	80
VIII -7- Calcul du Radier :.....	81
VIII -9- Ferrailage de la fondation :.....	82
VIII -9-1- Armatures inférieures :.....	82
VIII -9-1-1- Armatures radiales :.....	85
VIII -9-1-2- Armatures tangentielles :.....	83
VIII -9-2- Armatures supérieures :.....	84
Conclusion	85
Annexe	86

LISTE DES FIGURES

FIGURE I-1 : carte de localisation de la zone de projet.....	3
FIGURE I-2 : carte de projet	3
FIGURE I-3 : carte de situation de la wilaya d’Ouargla	4
FIGURE II-1 : réservoir enterre.....	7
FIGURE II 2 : réservoir semi enterre.....	8
FIGURE II 3 : réservoir surélevé	8
FIGURE II 4 la hauteur du château d’eau par apport bâtiment	13
FIGURE II 3 : traversée des parois par les conduites (1er cas).....	17
FIGURE II 4 : traversée des parois par les conduites (2 eme cas).....	17
FIGURE II 5 : équipements du château d’eau.....	19
FIGURE IV.1 : dimensions de la cuve.....	32
FIGURE IV-2 : dimensions de lanterneau.....	33
FIGURE IV -3: dimensions de la coupole supérieure.....	34
FIGURE IV-4 : dimensions de la ceinture supérieure.....	34
FIGURE IV- 5 : dimensions de la ceinture intermédiaire	35
FIGURE IV-6 : dimensions de la cuve.....	35
FIGURE IV-7: dimensions de la cheminée	36
FIGURE IV-8 : dimensions de la coupole inferieure	37
FIGURE IV- 9 : dimensions de la ceinture inferieure (d’appui).....	37
FIGURE IV-10: dimensions du fut.....	38
FIGURE V.2 : L’effet du poids propre P.....	41
FIGURE V.3 : L’effet de la charge concentrée P’	41
FIGURE V-4 : diagramme de moment	48
FIGURE V-5 : solmisation sur la poutre.....	49
FIGURE V-8 : sollicitation sur la poutre intermédiaire.....	49
FIGURE V-8 : sollicitation sur le tronc de cône.....	51
FIGURE V-8 : sollicitation sur la coupole inferieur.....	54
FIGURE V-8 : sollicitation sur la poutre inferieur.....	56
FIGURE VI-2 : présentation d’une section « S_t ».....	62
FIGURE VII-1 : vue de face et en plan de fut	67
FIGURE VII-2: diagramme parabole-rectangle.....	68
FIGURE VII. 4 : répartition des chargées sur la dalle de repos.....	72
FIGURE VIII. 4 : répartition des chargées sur le radier.....	81

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : variation de la précipitations moyennes.....	5
Tableau I-2 : variation de la températures moyennes (1991-2020) [15]	6
Tableau I-3 : variation de la vitesse du vent au cours l'année 2021 [15]	6
Tableau II-1 : Besoins domestiques	11
Tableau II-5 : Récapitulation des besoins en eaux.....	11
Tableau II-7 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	11
Tableau IV-5 : Calcul Poids de la cuve.....	36
Tableau IV-6 : Calcul poids de la coupole inférieure.....	37
Tableau IV-7 : Calcul Poids de la ceinture inférieure (d'appui).....	38
Tableau IV-8 : Poids total plein et vide.....	39
Tableau V-1 : Calcul N_1 et N_2 sous la charge p	43
Tableau V-2 : Calcul N_1 et N_2 sous la charge q	43
Tableau V-3 : Calcul N_1 et N_2 sous la charge p'	43
Tableau V-4 : Calcul N_1 et N_2 sous la charge p	43
Tableau V-5 : Calcul N_1 et N_2 sous la charge q	44
Tableau V-6 : Calcul N_1 et N_2 sous la charge p'	44
Tableau V-7 : résultat des Calcul N_1 et N_2	44
Tableau V-8 : résultat des Calcul N_1 et N_2	44
Tableau V-9 : Les résultats des combinaisons.....	44
Tableau V-10 : Combinaison des efforts à l'ELU et l'ELS.....	48
Tableau VI -1 : Les valeurs de centre de gravité	60
Tableau VI-2 : Les valeurs des coefficient.....	63
Tableau VI-3 : calcul de la force de traînée en fonction de la côte.....	64
Tableau VI-4 : Sollicitations produites par la force de traînée.....	67
Tableau VIII -1 : Valeurs du moment stabilisant	82
Tableau VIII- 2 : les valeurs de moment radial et tangentiel	84

LISTE DES SYMBOLES

- P_n : Population à l'horizon considéré
- P_0 : Population de l'année de référence.
- τ : Taux d'accroissement de la population
- A ; A_S . A_{min} : Aire de la section d'acier.
- E : Module d'élasticité longitudinale .
- E_{ij} : Module de déformation longitudinale du béton ;
- E_s : Module « DE YOUNG » d'élasticité de l'acier ;
- G : Charge permanente ;
- Q : Charge variables
- ν : Coefficient de poisson
- θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application du chargement :
- f_{bu} : La contrainte limite dans le béton à l'ELU.
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier.
- $\overline{\sigma}_s$: La contrainte limite de traction dans les aciers
- η : Coefficient de fissuration.
- FA : Valeur nominale de l'action accidentelle.
- Gmax : L'ensemble des actions permanentes déformables
- Gmin : l'ensemble des actions permanentes favorables
- Q1 : Action variable de base
- Qi : Action variable d'accompagnement
- Ψ_{11} : Coefficient de valeur fréquente d'une action variable
- Ψ_{2i} : Coefficient de valeur quasi-permanente d'une action variable.
- f: Résistance d'un matériau, flèche;
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier ;
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton en fonction du temps j;
- F_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton en fonction du temps j;
- f_{c28} et f_{t28} : grandeurs précédentes avec $j=28$ jours ;
- $\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible de compression du béton ; =15MPa ;
- σ_s =: Contrainte de traction dans l'acier

LISTE DES SYMBOLES

σ' : Contrainte de compression dans l'acier

B : Section du béton.

U : Périmètre de la section du béton.

d et d' : Respectivement distance du barycentre des armatures tendues et comprimées, à la fibre extrême la plus comprimée.

h₀ : épaisseur d'une membrure de béton ;

h : hauteur totale d'une section de béton armé ;

s_t : espacement des armatures transversales ;

α : angle d'une armature avec fibre moyenne d'une pièce, coefficient sans dimension

ε : Déformation relative;

ε_{bc} : Raccourcissement relatif de l'acier tendu ;

ε_s : Allongement relatif de l'acier tendu ;

ε'_s : raccourcissement relatif de l'acier tendu ;

η : coefficient de fissuration relatif à une armature ;

ρ : masse volumique d'un corps donné ;

σ : contrainte normale en général ;

σ_{bc} : contrainte de compression du béton;

σ_{st}, σ_{sc} : contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s

τ : contrainte de cisaillement ;

τ_s : contrainte d'adhérence

θ : Coefficient de minoration qui tient compte de l'effet du fluage négligé ;

γ_b : Coefficient de sécurité qui tient compte de la résistance du béton ainsi que d'éventuels défauts localisés.

G_{max} : Action permanente défavorable

G_{min} : Action permanente favorable.

Q_1 : action variable de base

Q_t : action variable d'accompagnement

f_a : action accidentelle

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'eau c'est la vie, il est donc formellement impératif de prendre soin de cette ressource.

La démographie constamment en augmentation, la détérioration du climat, l'activité économique qui s'y développe les facteurs négatifs engendrés par l'être humain...obligent le recours à la conception, à la réalisation et à la construction de plusieurs complexes hydrauliques, tel que : barrages, réservoirs, châteaux d'eau...Ces complexes sont indispensables pour arriver à une distribution, à une consommation et à une utilisation rationnelle en eau potable.

Le développement technologique a permis néanmoins de construire des constructions beaucoup plus importante et fascinante tel que des châteaux d'eau, les silos et les réservoirs

Le terme « Château d'eau » provient du constat que ceux-ci ressemblent souvent aux donjons des châteaux. Egalement appelé « réservoir surélevé » par les exploitants d'eau potable, où « Réservoir sur tour » par les constructeurs, dans d'autres langues, il garde la traduction de cette dernière dénomination : en anglais, le réservoir sur tour devient « water Tower », et en espagnol, il est communément appelé « Torre de Agua ».

Un château d'eau est un réservoir dont le fond s'élève au-dessus du niveau du sol.

Une telle construction est essentiellement composée de trois parties :

- **Le réservoir surélevée dit ou cuve.**
- **Le support, communément appelé fût.**
- **Le radier, communément appelé fondation.**

L'aspect extérieur d'un château d'eau est déterminé en premier lieu par les caractéristiques techniques, plus précisément par la capacité et l'élévation de la cuve. Ensuite, ce seront la disponibilité des matériaux de construction et l'évolution du génie civil qui joueront un rôle.

Le recours du béton dans la construction des réservoirs sur tour a eu de nombreux avantages, tel que le coût, la facilité de mise en œuvre et la création de nouvelles formes. Une solution avantageuse, pour répondre à la reconstruction d'après-guerre, et pour palier à la demande croissante due au développement démographique et économique.

Le principal problème de ces structures est lié aux fuites d'eau, qui sont dues soit à la présence de fissures (d'origines diverses : thermiques, mécaniques...) ou de défauts des corrosions des armatures, notamment si le milieu contient des agents polluants (chlorures notamment).

INTRODUCTION GENERALE

Le bon fonctionnement de tout ouvrage hydro technique se base principalement sur son étude détaillée, cette étude doit tenir compte de toutes les conditions qui influent sur l'ouvrage pendant son exploitation.

Notre étude consiste à construire un château d'eau d'une capacité de **1000m³** au niveau de **GARA NORD « LA SILIS »**, wilaya d'Ouargla, vue le déficit d'eau que nous observons pendant les mois les plus chauds.

Le problème qui se pose, est que la zone de « **LA SILIS, wilaya d'OUARGLA** » est une zone très chaude l'été et venteux au printemps, et la construction d'un château d'eau, nous oblige à étudier plusieurs variantes pour assurer sa stabilité pour cela une étude de vent rigoureuse s'avère indispensable.

PRESENTATION DU SITE

I-1- Situation géographique

La zone d'étude est constituée par l'agglomération de GARA NORTH (LA SILIS) wilaya d'Ouargla.

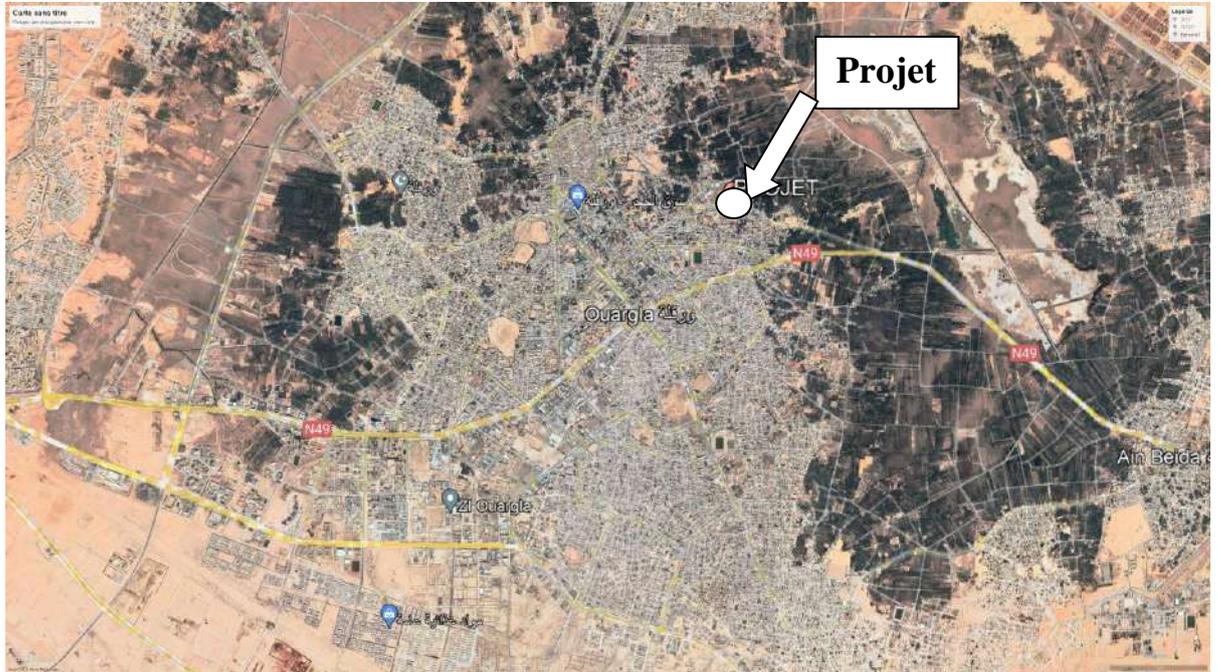


Figure I1 : Carte de localisation de la zone de projet



Figure I2 : plan de situation de projet

CHAPITRE I PRESENTATION DU SITE

Ouargla est située dans le Nord-Est de l'Algérie, plus précisément dans la partie septentrionale du Sahara algérien. Elle se situe à 190 km à l'est de Ghardaïa, 160 km au sud-ouest de Touggourt, 388 km au sud de Biskra, à 800 km d'Alger et à 618 km de Constantine.

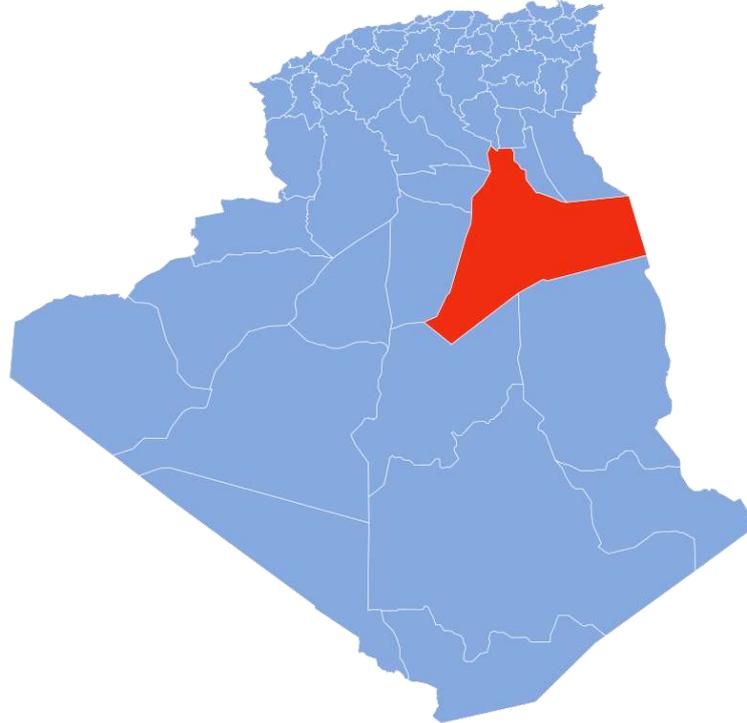


Figure I3 : Carte de situation de la wilaya d'Ouargla

I-2- Données naturelles du site

I-2-1- Géologie du site

La coupe géologique établie après examen visuel des échantillons récupérés à différentes profondeurs, elle révèle la succession lithologique suivante :

0,00 – 4,00 m : sable légèrement argileuse, jaune brunâtre

4,00 – 5,50 m : sable légèrement graveleuses

5,50 – 10,00 m : Argiles brunâtres

10,00 – 13,00m : Argiles légèrement sableuses, jaune brunâtre

13,00 – 16,70 m : Sables fins, jaunâtre

I-2-2- Topographie du site

Ouargla se situe sur un isthme de « terre ferme » reliant le Nord et le Sud saharien, entre le Grand Erg occidental et le Grand Erg Oriental.

Elle est localisée dans une dépression qui s'allonge en contrebas du rebord d'un plateau calcaire, et correspond à l'ancien cours de l'oued Miya. Puisque la cuvette ne dispose pas

CHAPITRE I PRESENTATION DU SITE

d'exutoire, l'agglomération est ceinturée sur trois côtes par un chott et des étendues salées⁸. Le ksar initial au centre est sur une butte surbaissée ; les palmeraies entourent la ville modern

La zone couverte par notre étude s'étale sur un terrain plat non accidenté.

I-3- Données climatiques

I-3-1- Climat :

Ouargla a un climat désertique chaud (Classification de Koppén BWh) typique du désert du Sahara. La ville possède des étés très longs et extrêmement chauds et des hivers courts et agréables. Les températures moyennes de la ville sont les plus élevées des grandes villes d'Algérie. La température du mois de juillet qui est le mois le plus chaud est d'environ 43 °C.

Le climat y est particulièrement aride et très peu pluvieux avec un ciel dégagé la plupart du temps. Les précipitations enregistrées dans la ville de Ouargla sont limitées à seulement 45 mm par an en moyenne

I-3-2- précipitations :

À Ouargla, les précipitations totalisent 65 millimètres par an : elles sont donc au niveau désertique. Dans les mois les moins pluvieux (juin, juillet, août) elles s'élèvent à 0 mm, dans le mois le plus pluvieux (avril) elles s'élèvent à 15 mm. Voici la moyenne des précipitations.

Tableau I-1 : Variation de la précipitations moyennes (1991-2020) [15]

Mois	Quantité (mm)	Jours
Janvier	8	2
Février	2	2
Mars	5	1
Avril	15	1
Mai	11	1
Juin	0	0
Juillet	0	0
Août	0	1
Septembre	5	2
Octobre	4	2
Novembre	6	1
Décembre	5	1
An	65	15

I-3-3- Température :

Ouargla est l'une des régions les plus chaudes d'Algérie, avec une température maximale moyenne de 30 degrés par jour. Pendant une longue période de l'année, les

CHAPITRE I PRESENTATION DU SITE

températures sont constamment supérieures à 25 degrés et peuvent atteindre 44 degrés de chaleur.

Tableau I-2 : Variation de la Températures moyennes (1991-2020) [15]

Mois	Min (°C)	Max (°C)	Moyenne (°C)
Janvier	5	19	11,8
Février	7	21	13,9
Mars	11	26	18,4
Avril	16	30	23
Mai	20	35	27,7
Juin	25	40	32,7
Juillet	28	44	36
Août	28	43	35,1
Septembre	24	38	30,8
Octobre	18	32	24,7
Novembre	10	24	17,2
Décembre	6	19	12,7
An	16,5	31	23,65

I-3-4- Le vent :

Cette section traite du vecteur vent moyen horaire étendu (vitesse et direction) à 10 mètres au-dessus du sol. Le vent observé à un emplacement donné dépend fortement de la topographie locale et d'autres facteurs, et la vitesse et la direction du vent instantané varient plus que les moyennes horaires.

La vitesse horaire moyenne du vent à Ouargla augmente durant le printemps, augmentant de 14,4 kilomètres par heure à 16,3 kilomètres par heure au cours de la saison.

Pour référence, le 3 juin, le jour le plus venteux de l'année, la vitesse quotidienne moyenne du vent est 16,4 kilomètres par heure, tandis que le 3 décembre, le jour le plus calme de l'année, la vitesse quotidienne moyenne du vent est 12,7 kilomètres par heure.

Tableau I-3 : Variation de la vitesse du vent au cours l'année 2021 [15]

Mois	jan	fev	mars	avr	mai	juin	juil	Août	sep	oct	nov	dec
Vmoy (m/s)	17	21	17	16	17	22	16	16	23	14	13	14

I-4) Sismicité

La wilaya d'Ouargla est située dans une zone de classe 0, donc elle a une sismicité nul.

GENERALITE SUR LES RESERVOIRS

II-1- Introduction :

Lorsque les besoins journaliers sont supérieurs au volume d'eau produit par la source en 24 heures, il est nécessaire de construire un réservoir ou un château d'eau de stockage.

Le principe est de stocker l'eau sur les périodes où la demande des populations est faible, et de pouvoir fournir un débit plus important lorsque la demande augmente.

Dans ce chapitre, on va faire une présentation générale des réservoirs :

(Le rôle ... Equipement Emplacement...)

Calcul de la capacité de la cuve

II-2- Généralité sur les réservoirs

1. Définition d'un réservoir

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

- Les piscines,
- Les stations d'épuration,
- Les décanteurs ou digesteurs,
- Les réservoirs d'eau.

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

On distingue trois types de réservoirs en général:

- Enterrés.
- Semi-enterrés.
- Surélevés.



Figure II : Réservoir enterré



Figure II 2 : Réservoir semi enterré



Figure II 3 : Réservoir Surélevé

2. Place du réservoir dans le réseau

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

3. Château d'eau

Le château d'eau surélevé fait partie de la famille de réservoirs d'eau et aussi des ouvrages d'arts du point de vue esthétique, il est un élément important pour la distribution au réseau d'adduction. Lorsque la topographie permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette option qui est en général choisie et lorsque le terrain ne présente pas un point assez haut, le concepteur du réservoir a le choix entre un château d'eau (réservoir surélevé) et un réservoir au sol alimentant un surpresseur.

Le château d'eau remplit double fonctions très considérables, constitue un réservoir tampon entre la production d'eau et la distribution aux consommateurs. La production d'eau doit se faire le plus régulièrement possible pour la bonne satisfaction des besoins, pendant que la livraison est soumise à la demande des usagers. Quelle que soit le moment de la journée et la hauteur de la demande en eau, il faut en assurer à chaque utilisateur un débit régulier.

Dans la mesure du possible, ces réservoirs sont placés en hauteur afin qu'ils se situent au-dessus du plus haut des robinets à desservir.

La distribution d'eau va pouvoir utiliser le phénomène de vases communicants pour alimenter le réseau de distribution. Le château d'eau est avant tout un réservoir surélevé, seule l'absence d'un relief suffisamment élevé impose de construire ces derniers sur une structure en hauteur (piliers ou tour).

II-3- Rôle et fonctions des châteaux d'eau :

II-3-1- Rôle des châteaux d'eau :

Le rôle des châteaux d'eau a sensiblement changé au cours du temps, servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à un incident survenu dans l'adduction. Les fonctions générales des châteaux d'eau potable sont multiples :

II-3-2- Fonctions techniques des châteaux d'eau :

- Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant
- Sécurité d'approvisionnement
- Régulation de la pression
- Simplification de l'exploitation

II-3-3- Fonctions économiques châteaux d'eau :

Puisque le château d'eau dans notre étude est un réservoir surélevé, dans ce cas :

- La station de pompage travaille avec une charge constante c'est-à-dire réduction des dépenses d'énergie.

- Le réseau se trouve sous une charge stable créée par le château d'eau.

II-4- Emplacement des châteaux d'eau :

Le château d'eau, construction généralement impressionnante, a pour mission de stocker l'eau, c'est un élément très important du réseau de distribution. Lien indispensable entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage.

L'emplacement du château d'eau pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du château se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau
- (De notre cas le château d'eau est rempli par refoulement)
- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité.
- Lorsque plusieurs châteaux d'eau sont nécessaires (comme dans notre cas), on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau
- La cote radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.
- L'emplacement du château d'eau doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

II-5- Construction des châteaux d'eau :

Les matériaux employés dans la construction des châteaux d'eau devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée, à cet effet, ils seront choisis pour la construction du château des matériaux durables. Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température.

Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité seront prévus pour les voiles du réservoir. Une ventilation convenablement choisie sera aménagée, conçue de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (insectes, rats...etc.).

Toute vanne sera disposée dans une chambre de manœuvre.

II-6- Calcul de la capacité de la cuve :

La capacité de la cuve est déterminée en considérant le débit maximum horaire $Q_{\max h}$

II-6-1- Evaluation de la population : L'évolution démographique de la population suit la loi des accroissements géométriques données par : $P_n = P_o (1 + \tau)^n$

CHAPITRE II GENERALITE SUR LES RESERVOIRS

L'application numérique, nous donne pour la zone alimentée, de (LA SILIS), une estimation de la population à l'horizon 2040.

$$P(2040) = 15028 \text{ habitants.}$$

II-6-2- Estimation des Besoins en eau par catégorie :

II-6-2-A Besoins domestiques à l'horizon 2040 :

Les besoins seront estimés sur la base de la dotation de 120 l/j/hab

Tableau N°II-1 : Besoins domestiques

Population en 2038	Dotation (1/jour /habits)	Qj (moy) (m ³ /j)
15028	120	2254

II-6-2-B- Besoins commerciaux :

Les besoins totaux en eaux de la ville de LA SILIS sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II-5 : Récapitulation des besoins en eaux

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)
Domestiques	2254
Equipements	78,6
Commerciaux	30,4
Arrosage	3
Total	2366

II-7- Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau N

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

heures	p%	Q _{max} j	Volume (m ³)		Volumés cumulés (m ³)		ΔV (m ³)	
			Q pompé	Q Consommé	Q pompé	Q Cons	ΔV ⁺	ΔV ⁻
0-1	1,5	2602	144,55	39,03	144,55	39,03	105,52	0
1_2	1,5	2602	144,55	39,03	289,1	78,06	211,04	0
2_3	1,5	2602	144,55	39,03	433,65	117,09	316,56	0
3_4	1,5	2602	144,55	39,03	578,2	156,12	422,08	0
4_5	2,5	2602	144,55	65,05	722,75	221,17	501,58	0
5_6	3,5	2602	144,55	91,07	867,3	312,24	555,06	0

CHAPITRE II GENERALITE SUR LES RESERVOIRS

- Etude architecturale très simplifiée
- Etanchéité plus facile à réaliser
- Conservation à une température constante de l'eau emmagasinée.

II-9- La hauteur du château d'eau :

La cote du radier du château d'eau est déterminée suivante la relation :

$$Cr = Cp_n + H_n + \sum \Delta H_{ch-n}$$

Avec : H_n : désigne la pression de service au point le plus défavorable.

$\sum \Delta H_{ch-n}$: Somme des pertes de charge du château, au point considéré.

Cp_n : cote du terrain au point considéré.

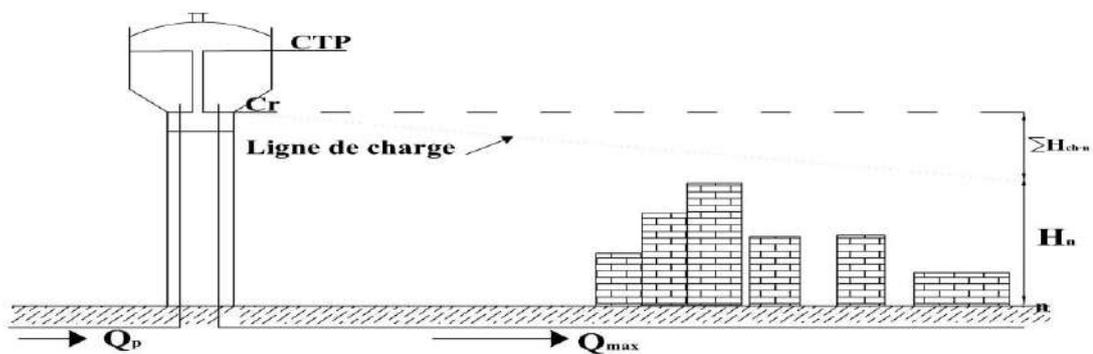


FIGURE II 4 la hauteur du château d'eau par apport bâtiment

Dans notre étude la cote du radier du château d'eau est donnée : $Cr = 30$ m

La cote du trop-plein et le niveau du volume d'incendie, les diamètres de la cuve tronconique doivent être calculés en fonction du volume et la forme géométrique de la cuve.

- Cote du trop-plein : $CTP = 37,50$ m
- Cote de la réserve d'incendie $N_{inc} = 31,50$ m
- Le diamètre intérieur de la cuve : $D_{Sup} = 14,50$ m

II-10-Equipements hydraulique

II-10-1- présentation du système :

Dans ce chapitre, on présentera le système de canalisation avec les différents éléments constituant le château d'eau et leur fonction.

Le château d'eau doit être équipé :

- D'une conduite d'arrivée ou d'alimentation.

- D'une conduite de départ ou de distribution.
- D'un conduit de videnge.
- D'une conduite de trop –plein.
- D'un système de matérialisation de la consigne d'incendie.
- D'une conduit by –pass.

Ces conduites sont commandées dans une chambre de manœuvre.

II-10-2- Equipements :

II-10-2-1- Conduite d'arrivée ou alimentation :

Cette conduite sert à refouler l'eau à partir de la station de pompage vers le réservoir de stockage, placé à la partie supérieure de la cuve en préférence, opposé au conduit de départ pour provoquer en quelque sorte le brassage

Notre hypothèse consiste à proposer **deux forages de 25 l/s pour chacun pour alimenter le réservoir soit 180 m³/h pour les deux forages**

On note que le temps de fonctionnement usuelle des forages est de **16/24h** pour une meilleur

gestion de distribution.

Pour calculer le diamètre de la conduite d'arrivée nous avons référé à la formule de (**Bedjaoui 2005**) qui a été présenté des bons résultats devant les formules de BONIN et BRESS

$$D_{cal} = 1,27\sqrt{Q} \rightarrow D_{cal} = 1,27\sqrt{0,05} = 0,283,9 \approx 283,9mm$$

$$D_N = 315mm$$

Q(m ³ /s)	D	e (mm)	D Int	ε(mm)	V(m/s)
0,05	315	18,7	277,6	0,1	0,83

II-10-2-2- Conduite de départ ou de distribution

C'est la conduite qui véhicule l'eau du château (cuve) vers l'agglomération. Elle est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée. L'extrémité est munie d'une crépine courbée à fin d'éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite).

La conduite de distribution se dimensionnera selon **le débit de pointe majoré Q_p**

- $Q_{po\ int} = \frac{Q_{maxh}}{3,6} = \frac{273,55}{3,6} = 76,0 \text{ l / s}$
- $Q_{po\ int\ Maj} = Q_p \cdot 1,2 = 91,2 \text{ l / s}$

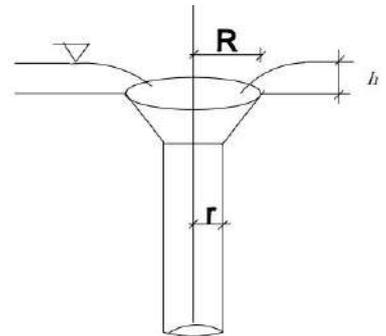
$$D_{cal} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,0912}{\pi}} = 0,341 \approx 341mm$$

$$D_N = 400mm$$

Q(m³/s)	D	e (mm)	D Int	ε(mm)	V(m/s)
0,0912	400	23,7	352,6	0,1	0,93

II-10-2-3- Conduite du trop-plein :

Cette conduite a pour but d'évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir sans provoquer le débordement .à l'extrémité supérieure de la conduite est munie d'un entonnoir jouant le rôle d'un déversoir circulaire permettant l' évacuation.



Calcul de l'entonnoir

Le débit évacué est donné par la formule suivant;

$$Q = \mu(2\pi R)h^{3/2}\sqrt{2g} = 27,81 \times \mu \times R \times h^{3/2} \dots\dots(*)$$

Avec

- R : rayon de l'entonnoir
- H : lame d'eau déversée

Les expériences faites au labortoire montrent que le coefficient de débit μ varie très peu

avec le rapport : $\frac{h}{R}$

h / R	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
μ	0,415	0,414	0,41	0,404	0,393

On prend $H / R = 0,5$, $H = 0,5R$ et $= 0,393$

$$R^{5/2} = \left(\frac{Q}{27,81 \times \mu \times (0,5)^{3/2}} \right) \rightarrow R = \left(\frac{0,05}{27,81 \times 0,393 \times (0,5)^{3/2}} \right)^{2/5} \approx 0,176m$$

On prende **D=300mm**

Calcul de la lame déversante

$$h = \left(\frac{Q}{27,82 \times \mu \times R} \right)^{2/3} = \left(\frac{0,05}{27,82 \times 0,393 \times 0,15} \right)^{2/3} = 0,0976m \approx 10 \text{ cm}$$

Calcul du tuyau d'évacuation:

On considère que cette conduite fonctionne comme une conduite courte,

$$Q = \mu S \sqrt{2gh}$$

$$Q = 0,393(\pi \cdot 0,15^2) \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1} = 38,8 \text{ l / s}$$

La vitesse maximal dans une conduite est de **1,5m/s**

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4(0,038)}{\pi \times 1,5}} = 0,1796\text{m} \approx 179 \text{ mm}$$

$$D_N = 200 \text{ mm}$$

(*) Référence : Salah.B ; Alimentation en eau potable des agglomérations (Page 63)

II-10-2-4- Conduites de vidange :

Le diamètre de la conduite de vidange est choisi en fonction du temps de vidange, ce dernier est donné par l'expression [2]:

$$T = \frac{2V}{m\Omega\sqrt{2gh}}$$

Avec :

V: désigne le volume de château d'eau

m: coefficient de débit pour orifice circulaire m=0.6

Ω : désigne la section de conduite

h : la hauteur de château

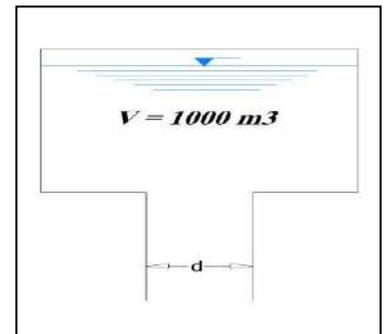


FIGURE II 2 : Ecoulement par orifice

Dans le cas général le diamètre de la conduite de vidange est égal à d = 160mm

$$T = \frac{2 \times 1000}{0,6 \times \left(\frac{\pi \times d^2}{4} \right) \sqrt{2 \times 9,81 \times 8,2}} = 6896,55 \text{ s}$$

Donc : pour d = 160mm ⇒ T= T=2h donc ce temps est logique

II-10-2-5- Conduit by-pass :

Pour assurer la continuité de la distribution, en cas de travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve, on relie la conduite d'adduction à celle de la distribution par un tronçon de conduite appelé By-pass.

II-10-2-6- Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale de la tuyauterie à adopter au niveau du château d'eau qui permet d'interrompre l'écoulement une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies atteint.

On a deux systèmes :

- 1) – Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- 2) – Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

Le débit d'incendie est égal à 17 l/s

II-10-3-Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou le radier). Pour la traversée, l'étanchéité est assurée deux cas :

1^{er} cas :

La traversée peut être faite avec un manchon à bout lisse raccordé à la conduite extérieure au moyen d'un joint de type Gibault, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au manchon. Dans ce cas l'étanchéité est assurée par un produit bitumineux reposant sur une bague en forme de "U".

2^{er} cas

La traversée peut être réalisée également par des gaines en fonte comportant des cannelures. La gaine comporte un retentissement ou vient s'insérer la rondelle en caoutchouc d'étanchéité, celle-ci est coincée grâce à un écrou visé ou clavette.

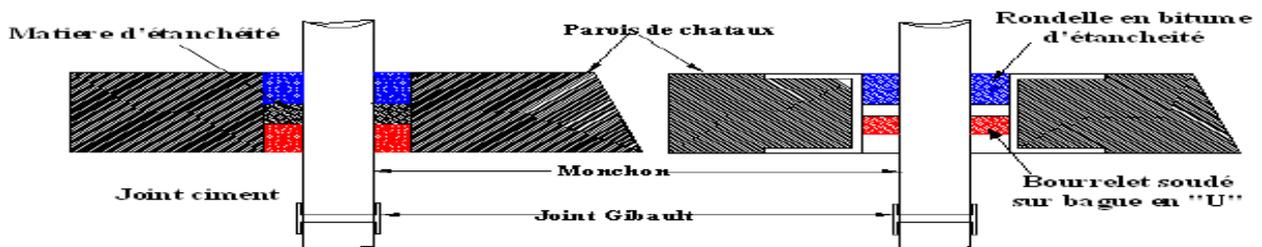


FIGURE II 3 : Traversée des parois par les conduites (1^{er} cas)

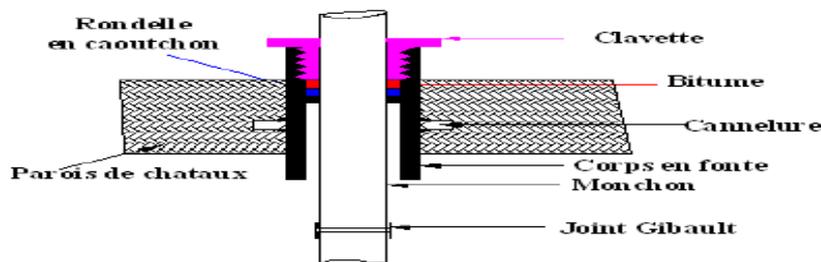


FIGURE II 4 : Traversée des parois par les conduites (2^{ème} cas)

Pour notre cas pour assurer l'étanchéité on doit choisir la 2^{em} cas de traversée

Remarque :

Les conduites sont de forme circulaire en fonte ductile, caractérisées par d'excellentes propriétés mécaniques (déformabilité, résistance à la corrosion).

II-10-4- Accessoires :

Le long d'une canalisation différents organes accessoires sont installés pour :

- Assurer un bon écoulement.
- Régulariser les pressions et mesurer les débits.

CHAPITRE II GENERALITE SUR LES RESERVOIRS

- Protéger les canalisations.
- Soutirer les débits.

Coudes et TE :

Elles sont placées dans la tuyauterie

1. Le coude permet le changement de direction.
2. Le TE permet la prise de canalisation secondaire sur la conduite principale.

Vannes :

On prévoit des vannes de sectionnement au niveau de la conduite d'adduction à fin d'isoler les tronçons de la conduite en cas d'avarie, à la sortie de la conduite de départ, on admet des vannes papillons (à survitesse) ; utile en cas de vidange rapide.

Robinet flotteur :

Il permet de maintenir à un niveau déterminé le plan d'eau dans la cuve et ceci en fermant la conduite d'arrivée quand ce niveau est atteint.

Joints Gibault :

C'est un joint qui est utilisé pour tuyaux cylindriques. Il permet de faciliter le nettoyage du robinet vanne, en cas de tassement différentiel, le mouvement n'est pas transmis au canalisation

Crépines :

Pour éviter l'entrée de matières en suspension qui entraîne une difficulté de manœuvre les vannes et d'éviter le phénomène De vortex.

Manchons :

Utilisé pour les traversées des conduites dans la paroi de cuve

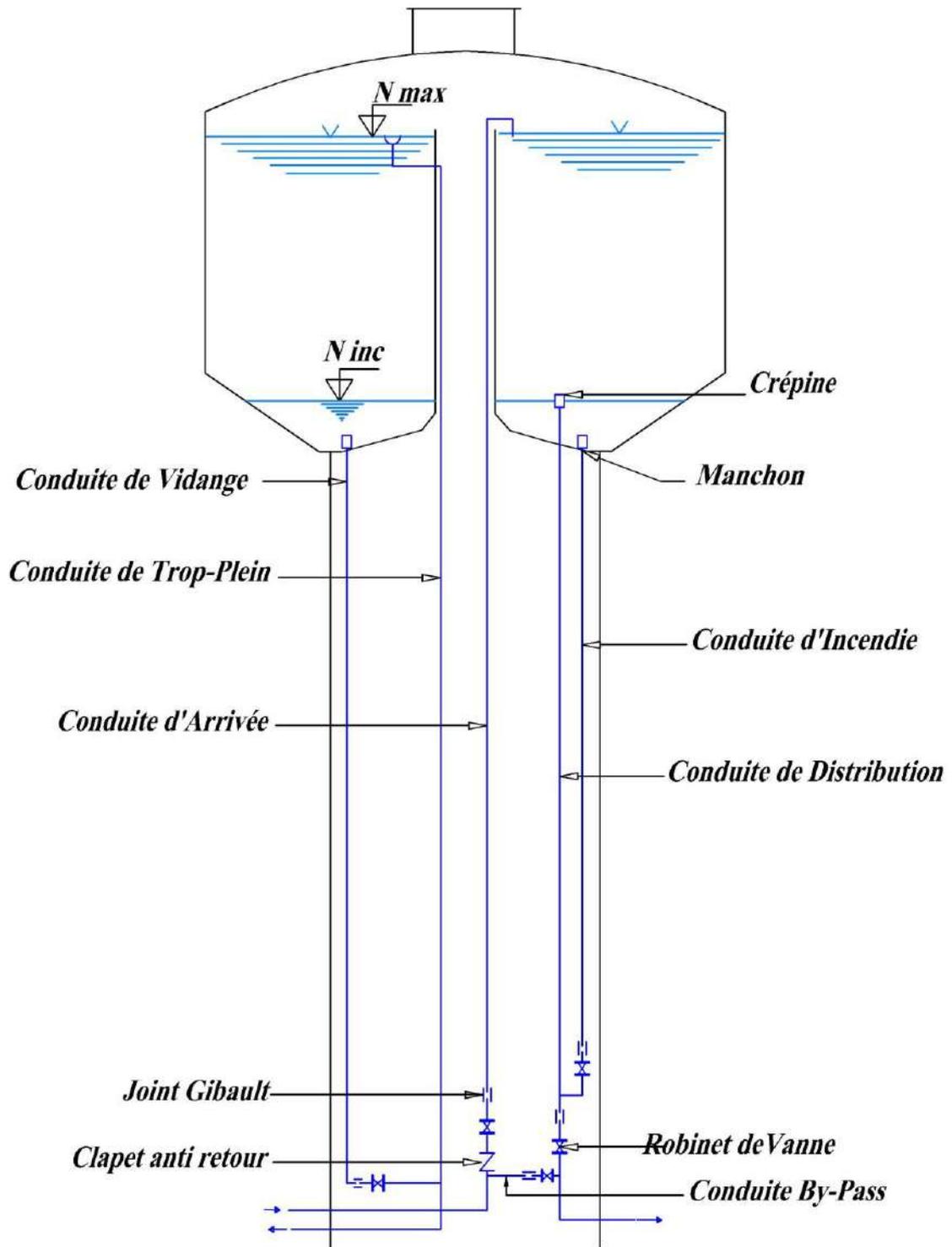


FIGURE II 5 : Equipements du château d'eau

HYPOTHESE DE CALCUL ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

III -1-1- Hypothèse de l'étude

L'étude se fera conformément aux règles de calcul suivantes :

- Le fascicule 74 relative à la construction des réservoirs
- Cahier des clauses techniques générales : fascicule 62 titre 1, règle dénommées BAEL
- Règles NV65 qui définit les effets de la neige et du vent sur les constructions
- Le BAEL 91 modifiée 99
- DTU associés

III -1-2- Chargements

✓ Charges permanentes

- Poids propre de la construction
- Poids surfacique de l'étanchéité: 50 daN/ m²
- Escaliers métalliques
- Équipements

✓ Charges variables

- Liquide contenu : poids volumique : 1000daN/m³
- Charges d'entretien de couverture : 100 daN/m²
- Surcharges sur planchers : 200 daN/m²

✓ Charges de neige :

- Néant

✓ Charges de vent

- Zone 3 avec pression dynamique de base à 38,34 daN/m²
- Site exposé avec coefficient de site à 1,25

III -1-3- Rôle du château d'eau :

Le château d'eau permet d'assurer les débits maximaux demandés pour l'AEP et en cas d'incendies. Il permet aussi de régulariser la pression dans le réseau de distribution ; le niveau de la cuve doit donc être supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.

Le château d'eau doit répondre à trois exigences techniques à savoir :

La résistance, l'étanchéité et la durabilité.

- **Résistance** : les éléments constituant le château d'eau doivent équilibrer les efforts auxquels ils sont soumis. (Poids propre, surcharges, vent, séisme.....)
- **Etanchéité** : l'ouvrage doit être étanche en éliminant la moindre fissure pour éviter les fuites qui engendrent des effets indésirables au château d'eau.

- **Durabilité** : le château d'eau doit pouvoir rester fonctionnel pendant toute sa durée de vie, le béton doit conserver ses propriétés intactes après le contact prolongé avec l'eau.

III -2- Caractéristique des matériaux :

III -2-1-LE BETON :

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique en compression, elle se mesure à 28 jours par des essais d'écrasement en compression centrée sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 32 cm de hauteur et de 16 cm de diamètre.

En mélangeant de manière homogène et dans des proportions convenables du ciment, sable, gravier et de l'eau. On obtient une pâte de béton qui durcit rapidement.

Pour avoir une bonne étanchéité, le béton utilisé pour la cuve et le radier est dosé à **400 kg/m³ de CRS 325** et à **350 Kg/m³ de CPA 325** pour le fût

III -2-1-1- Résistance en compression :

Le « **BAEL 91** » donne la résistance à la compression « **f_{cj}** » en fonction du temps **j** par les formules suivantes :

- pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- pour $j > 28$ jours :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Avec : f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression **j^{ème}** jour

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression au **28^{ème}** jour.

III -2-1-2- Résistance à la traction :

Le BAEL 91 donne la résistance à la traction par la relation suivante :

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

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

III -2-1-3- Module de déformation longitudinale :

CHAPITRE III HYPOTHESE DE CALCUL

Pour une durée d'application d'une charge instantanée ≤ 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$
$$\Leftrightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{MPa}$$

Et pour une charge de longue durée le module de déformation longitudinal différé tiendra compte du fluage et est donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$
$$\Leftrightarrow E_{vj} = 10818,866 \text{MPa}$$

III -2-1-4- Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation longitudinale et la déformation transversale.

Après essais en compression sur une éprouvette de

$L + \Delta L$ longueur L et de dimension transversale a .

Les dimensions deviennent $L - \Delta L$ et $a + \Delta a$.

ν : Coefficient de poisson : $\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/L}$

$$\nu = \begin{cases} 0 & \text{pour le calcul de sollicitations à l'ELU.} \\ 0,2 & \text{Pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré).} \end{cases}$$

III -2-1-5- Contraintes admissibles :

III -2-1-5-A- Contraintes limites à la compression :

- L'état limite ultime (ELU) :

L'état limite ultime est caractérisé par :

- Un déséquilibre statique.
- Un état de flambement.
- Une perte de résistance.

La contrainte limite dans le béton à l'ELU est donné par le BAEL91 par :

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \cdot \gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application du chargement :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 \quad \text{Si la durée est supérieure à 24 heures} \end{array} \right.$$

CHAPITRE III HYPOTHESE DE CALCUL

$\theta = 0.9$ Si la durée comprise est entre 1 et 24 heures

0.85 Si la durée est inférieure à 1 heure.

0.85 : coefficient tenant compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges.

γ_b : coefficient qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraînerait une diminution de la résistance.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{En situation durable ou transitoire (SDT).} \\ 1.15 & \text{En situation accidentelle (SA).} \end{cases}$$

$$\text{Pour notre cas: } \theta = 1 \Rightarrow f_{bu} = \begin{cases} 14,17\text{MPa} & \text{en SDT} \\ 18,48\text{MPa} & \text{en SA} \end{cases}$$

- L'état limite de service (ELS) :

L'état limite de service existe quand les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites, et qui comprennent les états limites de fissuration et de déformations.

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS est donnée par le BAEL 91 comme suit :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_{bc} &= 0,6 f_{c28} \\ \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} &= 15\text{MPa} \end{aligned}$$

III -2-1-5-B- Contrainte limite au cisaillement :

Pour les armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) nous avons :

- Fissuration préjudiciables et très préjudiciables (FP et FTP) :

$$\overline{\Gamma}_p = \min\left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$$

$$f_{cj}=25\text{MPa} \Rightarrow \overline{\Gamma}_p = 2,5\text{MPa}$$

- Fissurations peu nuisibles (FPN)

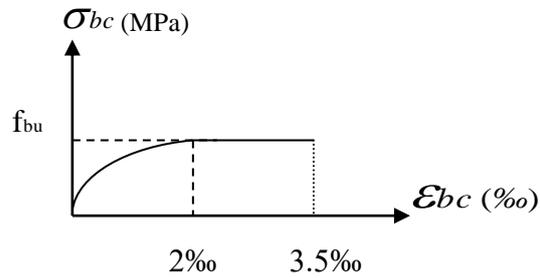
$$\overline{\Gamma}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right)$$

$$f_{cj}=28\text{MPa} \Rightarrow \overline{\Gamma}_u = 3,33\text{MPa}$$

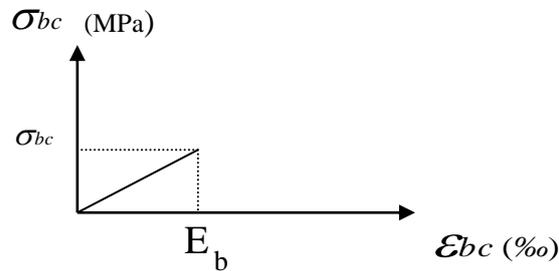
CHAPITRE III HYPOTHESE DE CALCUL

III -2-1-6- Diagramme contraintes- déformations :

A l'ELU : le diagramme de calcul est celui de parabole-rectangle.



A l'ELS : le diagramme correspond à un comportement linéaire élastique ($\sigma_{bc} = \epsilon_{bc} \cdot E_b$) car les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives.



$E_b = E_s / 15$ tel que :

E_s : module de YOUNG de l'acier

E_b : module de déformation longitudinal du béton.

15 : coefficient d'équivalence acier béton

III -2-2- L'ACIER :

III -2-2-1- Classification :

Les aciers sont classés essentiellement selon leur nuance et état de surface, on distingue :

Les aciers ronds lisses (RL) :

FeE 215 $f_e = 215 \text{ Mpa}$

FeE 235 $f_e = 235 \text{ Mpa}$

Les aciers à haute adhérence (HA):

FeE 400 $f_e = 400 \text{ Mpa}$

FeE 500 $f_e = 500 \text{ Mpa}$

Où f_e : est la limite d'élasticité garantie.

Dans notre ouvrage, on utilise les aciers à haute adhérence "HA" FeE400

CHAPITRE III HYPOTHESE DE CALCUL

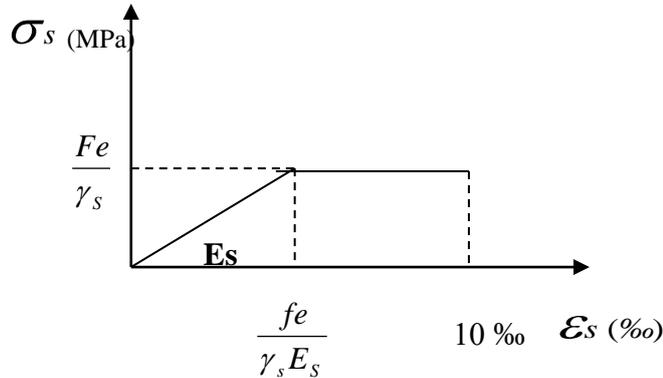
III -2-2-2- Module d'élasticité longitudinale :

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

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

III -2-2-3- Diagramme contraintes déformations :

- à l'ELU



γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation durable ou transitoire (SDT).} \\ 1 & \text{En situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

La contrainte limite de traction dans les aciers est :

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

D'où :

$$\overline{\sigma}_s = \begin{cases} 347,826 \text{ MPa} & \text{en SDT} \\ 400 \text{ MPa} & \text{en ST} \end{cases}$$

- à l'ELS :

La contrainte de traction admissible dans l'acier est limitée suivant l'emplacement à la structure, cette contrainte permet donc la limitation des ouvertures des fissures.

Selon le type de fissuration la contrainte limite des aciers tendus est :

1. Fissuration peu nuisible (FPN) :

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

2. Fissuration préjudiciable (FP) :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

3. Fissurations très préjudiciables (FTP) :

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2} fe, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Avec :

f_{tj} : résistance caractéristique à la traction du béton au $j^{\text{ème}}$ jour en MPa.

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 & \text{pour les aciers RL (Ronds lisses)} \\ 1,6 & \text{Pour les aciers HA (Haute adhérence)} \end{cases}$$

III -2-3- ETANCHEITE :

L'étanchéité des parois de la cuve sont assuré par :

- l'utilisation d'un adjuvant hydraulique pour amélioration de la compacité de béton hydrofuge de masse, exemple MEDAFUGE liquide ou produit).
- Un crépissage intérieur de la cuve et la coupole de fond en trois couches traité par un produit SIKA ou GRANITEX.
- badigeonnage intérieur de la cuve avec deux couches croisé la résine Gard alimentaire.

III -2-4- Revêtement :

Le réservoir est revêtu par un enduit de ciment lisse à l'intérieur et tyrolien à extérieur.

III -2-5- Isolation

L'isolation à l'extérieur de la coupole est constituée de :

- Béton légèrement armé de 4 cm d'épaisseur.
- Etanchéité multicouche avec pax alumine.

III -3- Les sollicitations :

Ce sont les efforts normaux ou tranchants et les moments de flexions ou de torsions.

Les sollicitations sont généralement calculées par les méthodes de **RDM** et à partir de certaines combinaisons d'actions.

On distingue trois types d'actions :

- a) **Action permanentes** : notées **G** dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps : le poids propre, les revêtements...
- b) **Actions variables** : notées **Q** dont l'intensité varie d'une manière importante dans le temps. On distingue :
 - Surcharges d'exploitation.

CHAPITRE III HYPOTHESE DE CALCUL

- Surcharges climatiques : neige, vent, effets de la température.
- Influence du retrait et du fluage.

c) **Actions accidentelles** : notées F_A : ce sont des actions rares et de courte durée tel que : le séisme, les explosions, les incendies...

III -3-1- Combinaison de calcul à l'ELU :

- **Situation durable ou transitoire (SDT) :**

Ce sont des situations où sont appliquées seulement les actions permanentes et les actions variables, elles sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum_{i>1}^n 1,3 \Psi_{oi} Q_i$$

- **Situation accidentelle (SA) :**

Ce sont les actions accidentelles (séisme, choc...etc) qui viennent s'ajouter aux actions permanentes et les actions variables. Elles sont données par les combinaisons suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum_{i>1}^n \Psi_{2i} Q_i$$

III -3-2- Combinaison de calcul à l'ELS :

Dans le cas général, la combinaison d'actions est donnée par :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1}^n \Psi_{oi} Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle (action de base)

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes déformables

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorables

Q_1 : action variable de base

Q_i : action variable d'accompagnement

Ψ_{11} : coefficient de valeur fréquente d'une action variable

Ψ_{2i} : coefficient de valeur quasi-permanente d'une action variable (donnée par le R.P.A)

Ψ_{oi} ; Ψ_{11} ; Ψ_{2i} : définis dans l'annexe de **BAEL91**

Ψ_{oi} : coefficient de pondération dépend de Q_1 et Q_i

γ_{Q1} : coefficient d'action de base.

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.50 & \text{Dans le cas général} \\ 1.35 & \text{Dans le cas de température} \\ 1.20 & \text{Dans le cas du vent} \end{cases}$$

III -4- Ferrailage minimum :

a) Traction simple : (Condition de non fragilité)

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

B : section du béton

b) Compression simple :

$$A_{\min} = \max\left(4U, \frac{2B}{1000}\right) \text{ cm}^2$$

U : périmètre de la section du béton exprimé en "m".

$4U(\text{cm}^2) = 4 (\text{cm}^2/\text{m}) \cdot U(\text{m})$ [(4 cm²) d'acier par mètre de pourtour].

c) Flexion simple :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b₀ : largeur de la section du béton en "cm".

d : distance entre le centre de gravité des aciers tendus et fibre du béton la plus comprimée.

b) Flexion composée :

- N compression :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left(\frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}\right)$$

- N traction :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left(\frac{e + 0,45d}{e + 0,185d}\right)$$

Avec :

e : L'excentricité maximale.

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{\min}$

A_s: étant la section d'acier déterminée

III -5- Effets climatiques

Il est évident que la température et le retrait agissent sur un réservoir comme sur toute autre construction, surtout si le réservoir est surélevé. On n'en tient habituellement pas compte l'expérience montrant que cela n'a pas donné lieu à des désordres. Notons par ailleurs, que le retrait thermo-hygro-métrique est rare. Quand elle est pleine, il n'y a pas retrait, mais au contraire réduit les contraintes de traction dans le béton, c'est un élément favorable.

III -6- Etude des sols et Fondation

CHAPITRE III HYPOTHESE DE CALCUL

Cette étude a pour objectif principal de déterminer :

- La nature des sols de fondations ;
- Le système et le type de fondations ;
- Le niveau d'assise des fondations ;
- La contrainte admissible du sol ;
- Les précautions particulières à observer

Comme dans tout projet de génie civil, l'étude du sol sur lequel va être bâti un édifice est primordiale. En effet, le dernier élément qui supporte toutes les charges du château est le sol. Ce dans cette optique que l'étude géotechnique se trouve au centre de notre travail.

Dans le cas de notre étude, le taux de travail de sol est de 2 bar admissible à -4,60 m/TN selon le rapport de sol.

AVANT METRE

Dimensionnement du réservoir

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de coffrage des différents éléments résistants.

IV -1-1- ELEMENTS CONSTITUANT LE CHATEAU D'EAU :

Le château d'eau de LA SILIS est constitué essentiellement des éléments suivants :

- Un lanterneau.
- Une coupole de couverture.
- Une ceinture supérieure.
- Une cuve cylindrique.
- Une ceinture intermédiaire.
- Une partie tronconique.
- Une cheminée.
- Une ceinture inférieure.
- Un fût cylindrique.
- Des passerelles.
- Une Charpente métallique (échelles).
- Une fondation.

IV-1-2- Définition des éléments de la cuve

IV-1-2-1- Un lanterneau :

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

IV-1-2-2- La coupole de couverture :

Une couverture en béton armé dont le rôle essentiel est de protéger l'eau Contre les effets climatiques extérieurs. Elle est sollicitée par son poids propre, l'étanchéité, la charge d'exploitation et le poids du lanterneau.

IV-1-2-3- La ceinture supérieure :

Elle est sollicitée par son poids propre, la poussée due à la coupole.

IV-1-2-4- La paroi de la cuve :

Une cuve cylindrique auto stable en béton armé destiné à contenir l'eau sera sollicitée par : Son poids propre, La composante tangentielle des poids de la ceinture et de la coupole supérieure et la poussée de l'eau agissant sur le centre de gravité de l'élément.

IV-1-2-5- La cheminée :

Elle est sollicitée par son poids propre et la poussée de l'eau.

IV-1-2-6- La coupole de fond :

Elle est sollicitée par son poids propre, poids de la cheminée et la pression de l'eau.

IV-1-2-7- La ceinture inférieure :

Elle est sollicitée par son poids propre, l'effet transmis par la cuve, l'effet suivant les méridiens de la coupole de fond et l'effort tranchant dû à l'encastrement de la coupole sur la cuve.

IV-1-2-8- Le fût

Le fût est considéré comme une console encastree dans le sol,

IV-1-2-9- Les fondations

Le rôle de la fondation est de transmettre au sol les charges et les surcharges dues à la superstructure dans les conditions d'assurer une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsque celui-ci est sollicité par des efforts extérieurs. C'est donc un élément essentiel à l'ouvrage.

Les efforts agissant sur la superstructure sont transmis à la fondation par l'intermédiaire du fût.

IV-2- Données dimensionnelles architecturales

Le château d'eau a une cuve de forme cylindro conique et est constitué des éléments suivants

- La flèche de la coupole : $f = 1,50$ m
- Rayon de courbure de la coupole : $R_{courbure} = 18,27$ m
- Ceinture supérieure : $0,50$ m \times $0,60$ m
- Diamètre de la petite base de la cuve cylindrique : $D_{int} = 14,50$ m ; $D_{ext} = 15,10$ m
- Diamètre de la petite base de la partie tronconique : $D_{int} = 8,38$ m ; $D_{ext} = 9,76$ m
- Ceinture intermédiaire : $0,60$ m \times $0,80$ m
- Ceinture inferieur (d'appui) : $0,60$ m \times $0,80$ m
- Diamètre du fut : $D_{int} = 7,36$ m ; $D_{ext} = 8,16$ m
- Diamètre de la cheminée : $D_{int} = 1,60$ m ; $D_{ext} = 2,00$ m
- Epaisseur de la coupole de couverture : $0,15$ m
- Epaisseur de la paroi de la cuve : $0,30$ m
- Epaisseur de la coupole de fond : $0,30$ m
- Epaisseur de la tour : $0,40$ m
- Epaisseur de la paroi de la cheminé : $0,20$ m

IV -3- Caractéristiques principales du château d'eau

Les principales caractéristiques de notre château d'eau sont :

- Capacité : 1000 m³
- Hauteur total du château d'eau : 40,90 m
- Hauteur d'eau dans la cuve : 7,52m
- Niveau du trop-plein : 37,52 m

IV-4- Calcul du volume d'eau utile :

Dans ce chapitre, nous calculerons le volume exact contenu dans la cuve, ainsi que le poids des différents éléments de la structure.

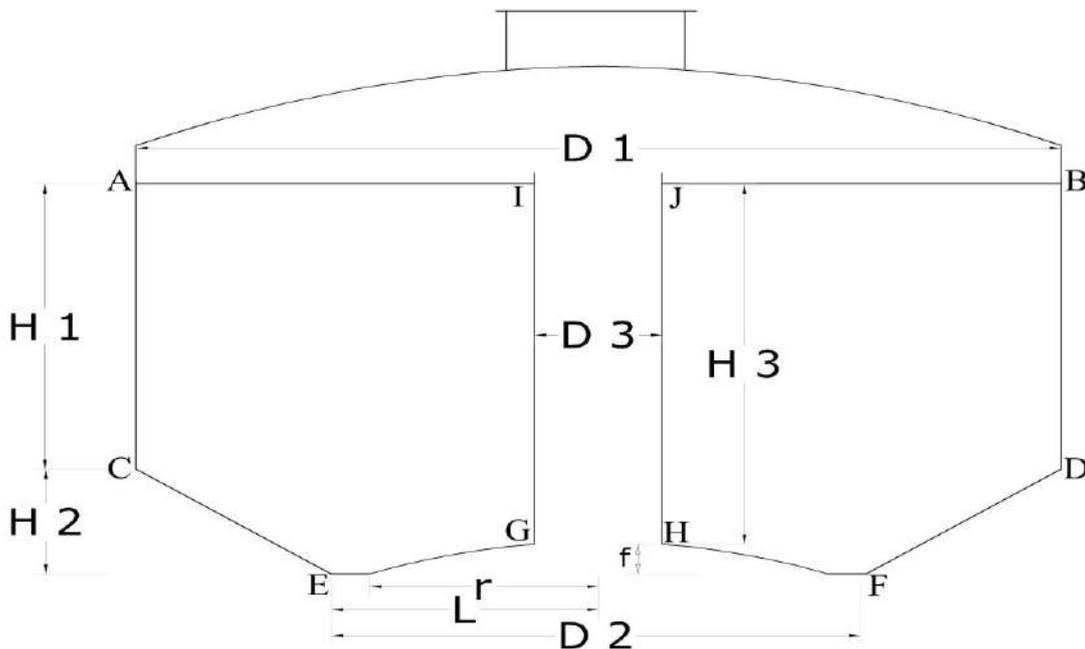


Figure IV.1 : Dimensions de la cuve

Le volume d'eau dans la cuve est :

$$V_{\text{eau}} = V_1 + V_2 - V_3 - V_4$$

Soit :

V_1 : volume du cylindre ABCD

V_2 : volume du tronc de cône CDEF

V_3 : volume de la cheminée GHIJ

V_4 : volume de la calotte sphérique EGHF

Avec :

$$V_1 = \frac{\pi D_1^2}{4} H_1 \quad \text{et}$$

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

$$V_3 = \frac{\pi D_3^2}{4} H_3 \quad \text{et}$$

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

CHAPITRE IV AVANT METRE

Les dimensions de la cuve sont les suivantes :

$$H_1 = 5,17 \text{ m} \quad D_1 = 14,50 \text{ m}$$

$$H_2 = 1,96 \text{ m} \quad D_2 = 8,83 \text{ m}$$

$$H_3 = 7,0 \text{ m} \quad D_3 = 2,00 \text{ m}$$

$$R = 8,37 \text{ m} \quad r = 3,59$$

$$f = 0,56 \text{ m}$$

$$V_T = (V_1 + V_2) - (V_3 + V_4) = 1000 \text{ m}^3$$

IV-5- Calcul du poids de l'ouvrage :

IV-5-1- Poids du lanterneau :

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

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

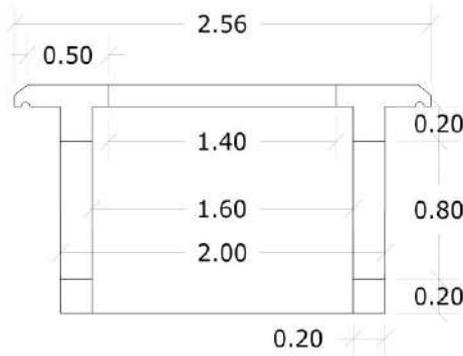


Figure IV-2 : Dimensions de lanterneau

- Poids de la dalle circulaire au-dessus du voile

$$P_1 = \left(\frac{\pi D_1^2}{4} - \frac{\pi D_2^2}{4} \right) \times e \times \gamma_b = 0,9 \text{ t}$$

- Poids de la voile cylindrique

$$P_2 = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times h \times \gamma_b = 2,82 \text{ t}$$

- Poids de la Fenêtres

$$P_3 = 4(L \times b \times e) \times \gamma_b = 0,64 \text{ t}$$

Donc :

$$P = P_1 + P_2 - P_3 = 3,08 \text{ t}$$

IV-5-2- Poids de la coupole supérieure :

La coupole est caractérisée par :

- Son rayon parallèle : $R = 7,25 \text{ m}$
- Sa flèche : $f_s = 0,104 \cdot D$ avec : $D=14,50\text{m}$
 $\Rightarrow f_s = 1,50\text{m}$
- Son rayon sphérique : R_s

Avec: $f_s = R_s - \sqrt{R_s^2 - R^2} \Rightarrow R_s = \frac{f_s^2 + R^2}{2f_s} = 18,27\text{m}$

- Son surface : $S = 2\pi R_s f_s = 172,10 \text{ m}^2$
- Son épaisseur moyenne : $e = 0,12 \text{ m}$

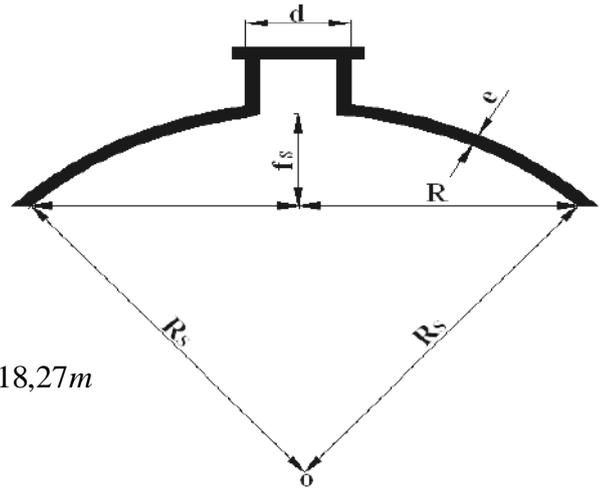


Figure IV -3: Dimensions de la coupole supérieure

- Poids de la coupole pleine

$$P_1 = (2 \times \pi \times R_s \times f_s \times e) \gamma_b = 51,63\text{t}$$

- Poids de l'Ouverture de lanterneau

$$P_2 = \frac{\pi d^2}{4} e \gamma_b = 0,94 \text{ t}$$

- Poids d'Etanchéité

$$P_3 = 0.07(2\pi R_s f_s - \frac{\pi d^2}{4}) \gamma_b = 11,82 \text{ t}$$

$$P = P_1 - P_2 + P_3 = 62,51\text{t}$$

IV-5-3- Poids de la ceinture supérieure :

$$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^3$$

$$R_1 = 7,85 \text{ m}$$

$$R_2 = 7,25 \text{ m}$$

$$H = 0,50 \text{ m}$$

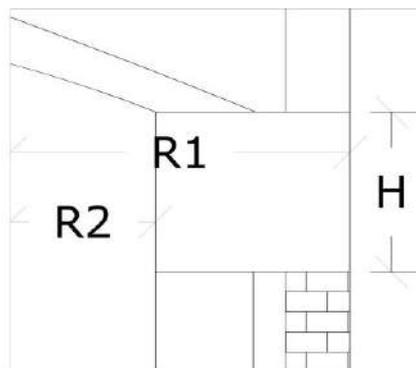


Figure IV-4 : Dimensions de la ceinture supérieure

- Poids de la ceinture supérieure

$$P_1 = \pi \gamma_b (R_1^2 - R_2^2) H = 35,56 \text{ t}$$

- Poids d'Etanchéité + enduit $\gamma_{et} = 0.07 \text{ t/m}^2$

$$P_2 = 2 \pi R_1 H \gamma_{et} = 1,72 \text{ t}$$

$$P_t = P_1 + P_2 = 37,28 \text{ t}$$

IV-5-5- Poids de la ceinture intermédiaire :

$$R_1 = 7,85 \text{ m}$$

$$R_2 = 7,25 \text{ m}$$

$$H = 0,80 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 2,5$$

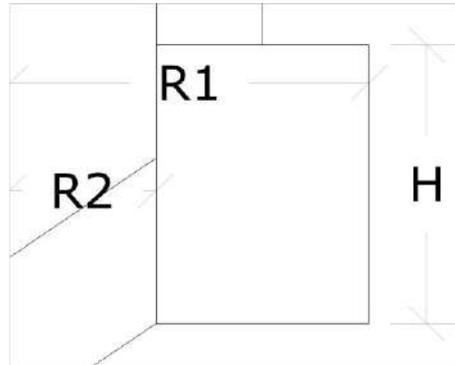


Figure IV- 5 : Dimensions de la ceinture intermédiaire

- Poids de la ceinture

$$P_1 = (R_1^2 - R_2^2) \pi \cdot H \cdot \gamma_b = 56,89 \text{ t}$$

- Poids Etanchéité $\gamma_{et} = 0,07 \text{ t/m}^2$

$$P_2 = 2 \pi R_1 H \gamma_{et} = 2,76 \text{ t}$$

$$P_t = P_1 + P_2 = 59,65 \text{ t}$$

IV-5-1- Poids de la cuve :

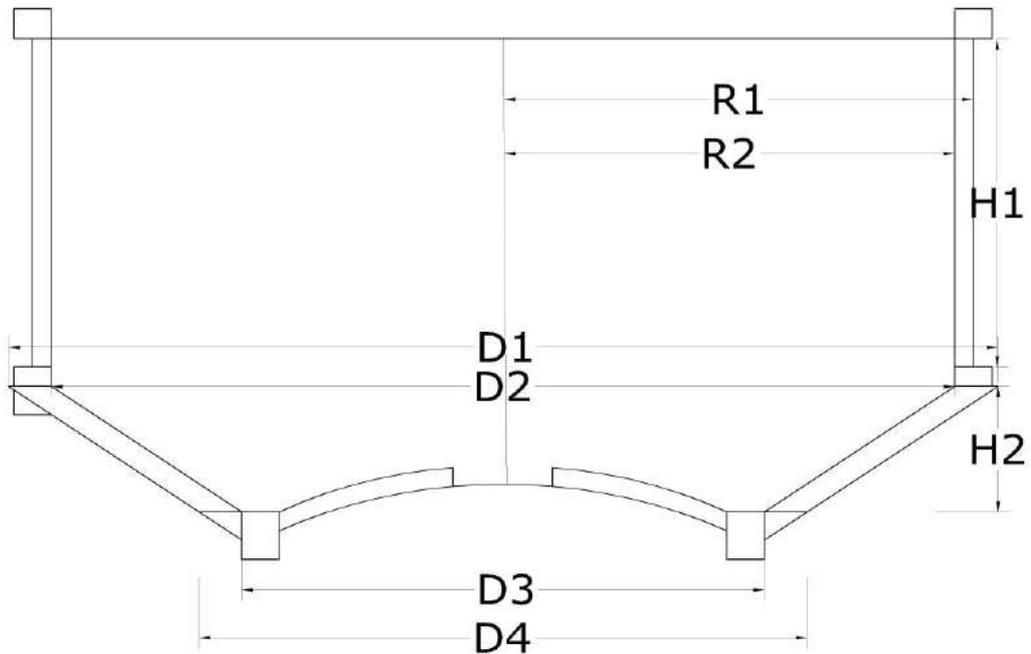


Figure IV-6 : Dimensions de la cuve

Tableau IV-5 : Calcul Poids de la cuve

Désignations	Formules	Poids (t)
VOILE $R_1 = 7,55 \text{ m}$ $H_1 = 5,50 \text{ m}$ $R_2 = 7,25 \text{ m}$ $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$	$P_1 = (R_1^2 - R_2^2) \pi \cdot H_1 \cdot \gamma_b$	191,69
Cône plein $D_1 = 15,70 \text{ m}$ $H_2 = 2,11 \text{ m}$ $D_4 = 9,76 \text{ m}$	$P_2 = \frac{\pi}{12} (D_1^2 + D_4^2 + D_1 D_4) \gamma_b H_2$	682,99
Cône vide $D_2 = 14,32 \text{ m}$ $H_2 = 2,11 \text{ m}$ $D_3 = 8,43 \text{ m}$ $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$	$P_3 = \frac{\pi}{12} (D_2^2 + D_3^2 + D_2 D_3) \gamma_b H_2$	547,67
Etanchéité intérieure $\gamma_{et} = 0,07 \text{ t/m}^2$ $\alpha = 35^\circ$	$P_{et.int} = \frac{\pi(D_2^2 - D_3^2)}{4 \sin \alpha} \gamma_{et}$	13,44
Enduit extérieure $\gamma_{et} = 0,018 \text{ t/m}^2$	$P_{en.ext} = \frac{\pi(D_1^2 - D_4^2)}{4 \sin \alpha} \gamma_{et}$	3,87
Mur en brique $\gamma_b = 0,130 \text{ t/m}^2$	$P_4 = 15.10 \times 3.14 \times 5.5 \times 0.130$	33,90
Total	$P = P_1 + P_2 + P_{en.ext} + P_{et.int} - P_3 + P_4$	378,22

IV-5-7- Poids de la cheminée :

$P_1 = \pi \gamma_b \times (R_1^2 - R_2^2) H_1 = 3,01 \text{ t}$

$P_2 = \pi \gamma_b \times (R^2 - R_2^2) H_2 = 20,26 \text{ t}$

Poids de l'étanchéité :

$\gamma = 0,07 \text{ t/m}^2$

$h = 7,17 \text{ m}$

$R = 1 \text{ m}$

$P_{et} = 2 \pi R h \gamma_{et} = 3,15 \text{ t}$

Poids total de la cheminée :

$P_T = P_1 + P_2 + P_{et} = 26,42 \text{ t}$

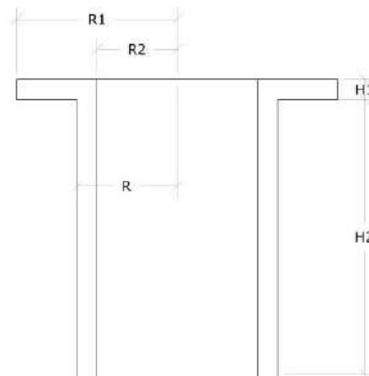


Figure V-7: Dimensions de la cheminée

IV-5-8- Poids de la coupole inférieure :

$\gamma_b = 2.5 \text{ t/m}^2$

$f_{inf} = 0,104 D$ Avec $D = 7,18 \text{ m}$

$\Rightarrow f_{inf} = 0,72 \text{ m}$

$\Rightarrow R_{inf} = \frac{f_{inf}^2 + R^2}{2f_{inf}}$

Avec $R = 3,59 \text{ m} \Rightarrow R_{inf} = 9,30 \text{ m}$

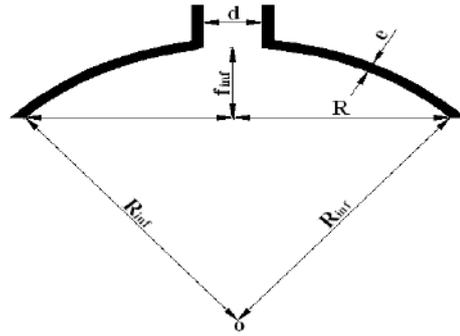


Figure IV-8 : Dimensions de la coupole inférieure

Tableau IV-6 : Calcul poids de la coupole inférieure

Désignations	Formules	Poids (t)
La coupole pleine $R_{inf} = 9,30 \text{ m}$ $e = 0.3 \text{ m} \quad f_{inf} = 0.72 \text{ m}$	$P_1 = (2 \pi R_{inf} \times f_{inf} \times e) \gamma_b$	31,53
Ouverture de la cheminée $d = 1,60 \text{ m}$ $e = 0,3 \text{ m}$	$P_2 = \frac{\pi d^2}{4} \times e \gamma_b$	1,50
Étanchéité $R_{inf} = 9,30 \text{ m} \quad d = 1,60 \text{ m}$ $f_{inf} = 0,72 \text{ m} \quad \gamma_{et} = 0,07 \text{ t/m}^2$	$P_3 = (2 \pi R_{inf} f_{inf} - \frac{\pi d^2}{4}) \gamma_{et}$	2,80
Total	$P_1 - P_2 + P_3 = P$	32,83

IV-5-9- Poids de la ceinture inférieure (d'appui) :

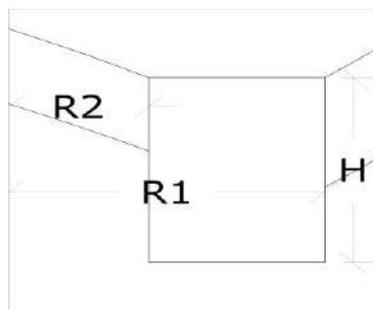


Figure IV- 9 : Dimensions de la ceinture inférieure (d'appui)

Tableau IV-7 : Calcul Poids de la ceinture inférieure (d'appui)

Eléments	Formules	Poids (t)
<p>Ceinture</p> <p>$R_1 = 4,19 \text{ m}$ $H = 0,80 \text{ m}$ $R_2 = 3,90 \text{ m}$ $\gamma_b = 2,5$</p>	$P_1 = (R_1^2 - R_2^2) \pi \cdot H \cdot \gamma_b$	14,73
<p>Etanchéité</p> <p>$\gamma_{et} = 0,07 \text{ t/m}^2$ $H = 0,30 \text{ m}$ $R_1 = 7,85 \text{ m}$</p>	$P_2 = (R_1^2 - R_2^2) \pi \cdot H \cdot \gamma_{et}$	0,51
Total	$P_t = P_1 + P_2$	15,24

IV-5-10- Poids de fût:

$H = 29,20 \text{ m}$

$R_1 = 4,08 \text{ m}$

$R_2 = 3,68 \text{ m}$

$\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$

1)-Poids du voile cylindrique :

$P_1 = \pi \gamma_b \times H \times (R_1^2 - R_2^2) = 711,49 \text{ t}$

Poids des fenêtres :

$P_2 = 11 \times [0,6 \times 0,4 \times 0,5] \times 2,5 = 3,3 \text{ t}$

Poids des portes :

$P_3 = 2,5 \times [2,1 \times 0,4 \times 1,2] = 2,52 \text{ t}$

$P_V = P_1 - P_2 - P_3 = 705,67 \text{ t}$

2)-poids des passerelles et échelles :

Il existe 8 passerelles et 11 échelles dont le fût :

On estime :

1. Poids d'une passerelle à 16,45 t
2. Poids d'une échelle à 1t

Donc :

$P_{Tp, ch} = 11 \times (16,45 + 1) = 191,95 \text{ t}$

3)-Poids total du fût

$P_T = P_V + P_{Tp, ch}$

$P_T = 705,67 + 191,95 = 897,62 \text{ t}$

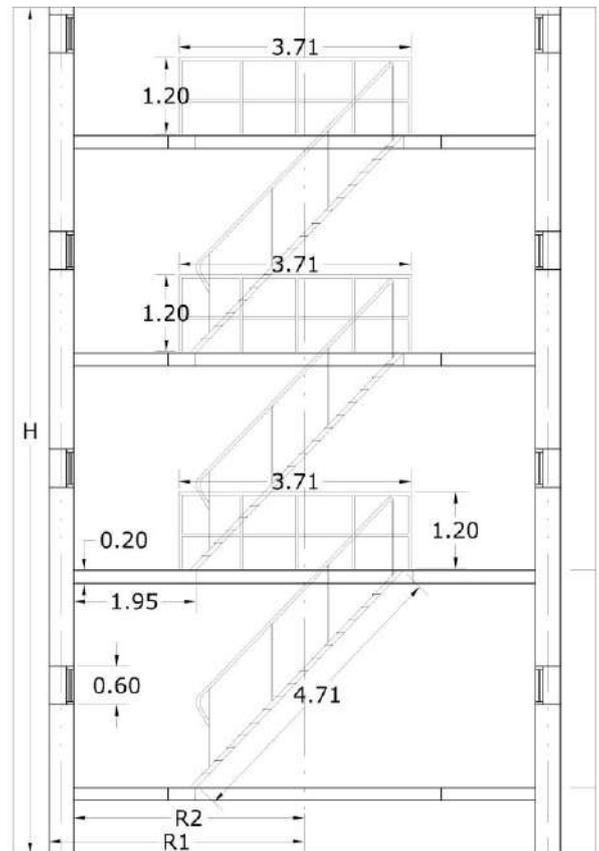


Figure IV-10: Dimensions du fût

IV-5-11- Conclusion :

Tableau IV-8 : Poids total de château plein et vide

Elément	Poids (t)
Lanterneau	3,08
Coupole supérieure	62,51
Acrotère	19,64
Ceinture supérieure	37,28
Cuve cylindrique	225,59
Ceinture intermédiaire	59,65
Cuve tronconique	135,32
Cheminée	26,42
Coupole inférieure	32,83
Ceinture d'appui	15,24
Fût	897,62
Eau	1036
Poids total à vide	1535
Poids total plein	2571

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEUSE

V-1- Calcul de coupole de couverture :

V-1-1- 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.

V-1-2- Méthode de calcul

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 second 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.

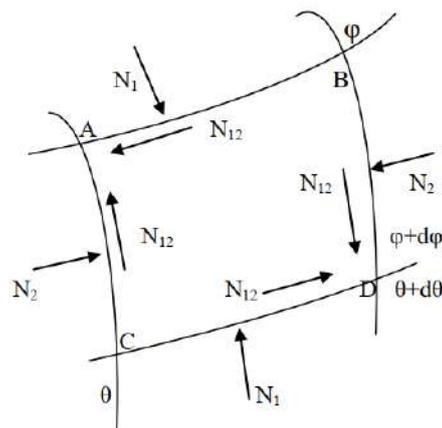


Figure V-1 : distribution les efforts normaux

L'étude de l'équilibre d'un élément A, B, C, D du voile compris entre deux méridiens infiniment voisins définis par θ et $d\theta$, et deux parallèles infiniment voisins défini par ϕ et $d\phi$ fait ressortir des équations différentielles dont la résolution donnera les efforts suivant le type de la coupe et le cas de charge considéré.

Pour le cas de la coupole sphérique présentant à ça partie supérieur 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, et c'est un effort de traction qui s'exerce sur une parallèle (cerces) au bord supérieur.

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

V-1-3 - Calcul des tensions :

- N_1 : Effort normal de compression par unité de longueur suivant les méridiens
- N_2 : Effort normal de traction ou de compression suivant les parallèles.
- τ : Effort de cisaillement par unité de longueur qui s'exerce sur les parallèles et les méridiens.

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

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

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

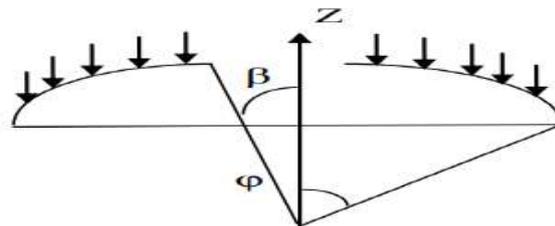


Figure V.2 : L'effet du poids propre P

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

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

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

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

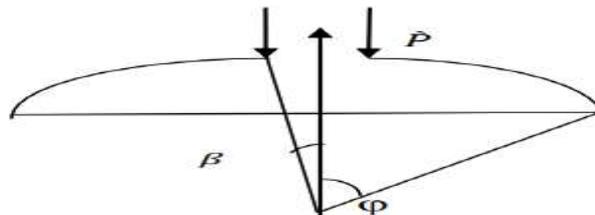


Figure V.3 : L'effet de la charge concentrée P'

- 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 β et φ : $\phi = 2.56m$

$$\sin \beta = \frac{\phi/2}{R} = \frac{\phi/2}{18.27} \Rightarrow \sin \beta \frac{1.28}{18.27} \Rightarrow \beta = 4.01^\circ$$

$$\sin \varphi = \frac{7.25}{18.27} \Rightarrow \varphi = 23.37^\circ$$

Selon la montée de la coupole on distingue :

Coupole surbaissée $\Rightarrow f < D/2$ Coupole cintré $\Rightarrow f = D/2$

Coupole surhaussée $\Rightarrow f > D/2$

Or : $f = 1,5 m$ et $D = 14,5 m \Rightarrow f = 1,5 m < D/2 = 7,25 m \Rightarrow$ Coupole surbaissée.

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

- **$G_{\text{coupole}} = 62,51 t$**
- Poids propre, y compris l'étanchéité et l'isolation : $P = G/S_{\text{coupole}} = 0.363 t/m^2$
- Sur charges pondérées : $Q = 0.1 t/m^2$.
- Charge concentrée par mètre linéaire de circonférence $P'(t/ml)$ distribuée le long de porteur moyen sur lesquelles s'appuie le lanterneau.

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

Poids de lanterneau (t/ml)

$$P = 3,08 t$$

$$\dot{P} = \frac{P}{2.\pi.0,9} = 0.55 t/m$$

- Calcul des efforts N_1 et N_2 :

✓ **Bord inférieur :**

- 1- Sous le poids propre P :

Tableau V-1 : Calcul N_1 et N_2 sous la charge p

Formules	Données	Efforts (t/m)
$N_1 = \frac{-PR(\cos \beta - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi}$	$P=0.363 t/m^2$. $\beta = 4,01^\circ$ $R=18,27 ml$ $\varphi = 23,37^\circ$	$N_1 = -3,38$
$N_2 = PR \left(\frac{\cos \beta - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right)$		$N_2 = -2,922$

2- Sous la charge q:

Tableau V-2 : Calcul N1 et N2 sous la charge q

Formules	Données	Efforts (t/m)
$N_1 = \frac{-qR(\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta)}{2 \sin^2 \varphi}$	q=0.1 t/m ² . R=18.27 ml	N ₁ = -0.890
$N_2 = \frac{qR(\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta)}{2 \sin^2 \varphi} - qR \cos^2 \varphi$	$\beta = 4.01^\circ$ $\varphi = 23.37^\circ$	N ₂ = -0.646

3- Sous la charge concentrée \hat{P} :

Tableau V-3 : Calcul N1 et N2 sous la charge \hat{P}

Formules	Données	Efforts (t/ml)
$N_1 = -\frac{\hat{P} \sin \beta}{\sin^2 \varphi}$	$\hat{P}_g = 0.55 \text{ t/ml.}$	N ₁ = -0.243
$N_2 = \frac{\hat{P} \sin \beta}{\sin^2 \varphi}$	$\beta = 4.01$ $\varphi = 23.37^\circ$	N ₂ = 0.243

Remarque : Le signe (-) indique la compression.

Le signe (+) indique la traction.

✓ **Bord supérieur :** On a : $\varphi = \beta = 4.01^\circ$

1- Sous la charge P :

Tableau V-4 : Calcul N1 et N2 sous la charge p

Formules	Données	Efforts (t/ml)
$N_1 = \frac{-PR(\cos \beta - \cos \varphi)}{\sin^2 \varphi}$	P=0.363 t/m ² . R=18.27 ml	N ₁ = 0
$N_2 = PR \left(\frac{\cos \beta - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} - \cos \varphi \right)$	$\varphi = \beta = 4.01^\circ$	N ₂ = -6.120

2- Sous la charge q:

Tableau V-5 : Calcul N1 et N2 sous la charge q

Formules	Données	Efforts (t/ml)
$N_1 = \frac{-qR(\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta)}{2 \sin^2 \varphi}$	q=0.1 t/m ² . R=18.27 ml	N ₁ = 0
$N_2 = \frac{qR(\sin^2 \varphi - \sin^2 \beta)}{2 \sin^2 \varphi} - qR \cos^2 \varphi$	$\varphi = \beta = 4.01^\circ$	N ₂ = -1.816

3- Sous la charge concentrée \hat{P} :

Tableau V-6 : Calcul N1 et N2 sous la charge p'

Formules	Données	Efforts (t/ml)
$N_1 = -\frac{\hat{P} \sin \beta}{\sin^2 \varphi}$	$\hat{P}_g = 0.55 \text{ t/ml.}$ $\varphi = \beta = 4.01^\circ$	$N_1 = -9,487$
$N_2 = \frac{\hat{P} \sin \beta}{\sin^2 \varphi}$		$N_2 = 9,487$

Résumé :

✓ **Bord inferieur :**

Tableau V-7 : résultat des Calcul N1 et N2

	poids propre P(t/ml)	Surcharge q(t/ml)	charge concentrée \hat{P} (t/ml)
N_1	-3.169	-0.890	-0.243
N_2	-2.922	-0.646	0.243

✓ **Bord supérieur**

Tableau V-8 : résultat des Calcul N1 et N2

	poids propre P(t/ml)	Sous la charge q(t/ml)	charge concentrée \hat{P} (t/ml)
N_1	0	0	-9,487
N_2	-6.120	-1.816	9,487

• **Combinaison des efforts :**

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

Tableau V-9 : Les résultats des combinaisons

Les efforts	Bord inferieur		Bord supérieur	
	ELU	ELS	ELU	ELS
N_1	-5,941	-4,302	-12,807	-9,487
N_2	-4,585	-3,325	1,821	1,551

V-1-4- 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).

$$N_1 = 12.807 \times 10^{-2} MN/ml$$

La section des aciers est donnée par :

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

Avec $N_u = 12.807 \times 10^{-2} MN/ml$

$$B = 0.15 m^2$$

$$f_{bu} = 14.2 MPa$$

$$\sigma_s = 348 MPa$$

D'où : $A_s \geq -4 \times 10^{-4} m^2 < 0 \Rightarrow$ On devra disposer une section d'armature minimale :

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

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

$$A_s = 8HA12/ml = 9.05 cm^2$$

Espacement : 14cm

- **Ferraillage suivant les parallèles**

- ✓ **Effort de compression :**

$$N_1 = 4,585 \times 10^{-2} MN/ml$$

$$A_s = \frac{N_u - B \times f_{bu}}{\sigma_s} \Rightarrow A_s = -7.10^{-4} cm^2 < 0$$

\Rightarrow On prévoit un ferraillage minimum : $A_{min} = 9.2 cm^2/ml$

$$\text{Soit } A_s = \frac{8HA12}{ml} = 9.05 cm^2$$

- ✓ **Effort de traction :**

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

ELU

$$N_u = 1.821 \times 10^{-2} MN/m$$

$$A_u \geq \frac{N_u}{\sigma_{bc}} = \frac{1,821 \times 10^{-2}}{348} = 0.5 cm^2/ml$$

ELS

$$N_{ser} = 1.551 \times 10^{-2} MN/m$$

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

$$\bar{\sigma} = \min\left(\frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 164,97 MPa$$

$$A_{ser} \geq \frac{1.551 \times 10^{-2}}{164,97} = 0.94 cm^2/ml$$

On choisit : 5HA12 = 5,65 cm²/ml.

Vérification de l'épaisseur :

Contrainte de compression

$$\sigma_b = \frac{N}{e \times 100} = 0.85 < 18 \text{ MPa} \quad \dots \text{cv}$$

Contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{P_1}{e \times 100} = 0.209 < 3 \text{ MPa} \quad \dots \text{cv}$$

$$P_1 = \frac{P(r^2 + f)}{2.r}$$

V-2- Etude de la ceinture circulaire :

V-2-1- 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.

V-2-2- Détermination des efforts :

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

$$\sin \varphi = 23.37^\circ$$

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

Sous le poids de la coupole :

$$N_{\varphi g} = \frac{-3.36 \times 10^{-3} \times 18.27}{(1 + \cos 23.37)} = -32.02 \times 10^{-3} \text{ MN.}$$

Sous la charge d'exploitation q :

$$N_{\varphi q} = \frac{-1 \times 10^{-3} \times 18.27}{(1 + \cos 23.37)} = -9.53 \times 10^{-3} \text{ MN.}$$

$$\text{à l'ELU : } N_{\varphi u} = 57,52 \times 10^{-3} \text{ MN.}$$

$$\text{à l'ELS : } N_{\varphi s} = 41,55 \times 10^{-3} \text{ MN.}$$

$$\text{On a : } Q = N_\varphi \cos \varphi \text{ Avec}$$

Q : efforts suivant le méridien

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

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

❖ **ELU :**

$$N_u = N_\varphi \cos \varphi R$$

$$\Rightarrow N_u = 57,52 \times 10^{-3} \times \cos(23.37) \times 18.27 = 0.963 \text{ MN/ml}$$

$$A_u = N_u / \sigma_{sc} \Rightarrow A_u = 0.963 / 348 \Rightarrow A_u = 27.67 \text{ cm}^2$$

❖ ELS :

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

$$\Rightarrow N_{ser} = 41,55 \times 10^{-3} \times \cos(23.37) \times 18.27 = 0.756 \text{ MN/ml}$$

$$A_{ser} = N_{ser} / \sigma_{sc} \Rightarrow A_s = 0.756 / 348 \Rightarrow A_u = 21.72 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

- $A_{CNF} \geq \frac{B f_{c28}}{f_e}$ Avec $B = 0.50 \times 0.60 = 0.3 \text{ m}^2$
- $A_{CNF} \geq \frac{0.3 \times 2.1}{400} \Rightarrow A_{CNF} \geq 15.57 \text{ cm}^2$

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

$$A_s = 27.67 \text{ cm}^2.$$

On choisit 14HAT16 = 28.13 cm²

• Vérification de la section de béton :

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

$$B \leq \frac{28.13 \times 10^{-4} \times 400}{2.1} = 0.53 \text{ m}^2$$

Or $B = 0.3 \text{ m}^2 \leq 0.53 \text{ m}^2 \dots \dots \dots \text{Vérfié}$

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

V.3. Calcul de la cuve cylindrique :

La cuve du réservoir est un voile cylindrique, elle est soumise à la pression hydrostatique à l'intérieur.

V- 3-1-1- Sens radial de paroi :

Le calcul est traité par la méthode des tranches horizontales de 1.00m de hauteur, soit

$q = \gamma h$ (la pression de chaque tranche)

$F = q.R = \gamma .h. R$ la force de traction tangentielle (pour l'eau le poids de l'eau majoré de 20% $\gamma = 1200 \text{ kg/m}^3$)

Les efforts de traction dans chaque bande seront absorbés par l'armature circulaire sous formes des cerces dont la section.

$$A_{ser} = F / \sigma_a, \text{ avec}$$

- la fissuration est considérée très préjudiciable.

- type d'acier fe400Mpa.

$$A_{ad} = \max (A_{ser}, \min (1.2 A_{ser}, A)).$$

Avec : $A > B \times f_{28}/f_e = 0.3 \times 1 \times 2.1/400 = 15.75 \text{ cm}^2$ (condition de non fragilité du béton)

Tableau V.10 : Combinaison des efforts à l'ELU et l'ELS.

N° bande	H(m)	q(kg/m ²)	(q1+q2)/2	F(kg)	σa (kg/m ²)	As= Fs / σa	adopte	choix
1	0.50	600	1 200	8 700	1 333	6,53	15.38	2X5T14
	1.50	1 800						
2	1,50	1 800	2 400	17 400	1 333	13,05	15.38	2X6T14
	2,50	3 000						
3	2,50	3 000	3 600	26 100	1 333	19,58	21.56	2X7T14
	3,50	4 200						
4	3,50	4 200	4 800	34 800	1 333	26,11	28.13	2X7T16
	4.50	5 400						
5	4,50	5 400	6 000	43 500	1 333	32,63	32.15	2X8T16
	5.50	6 600						

V -3-1-2- Sens tangentiel de paroi :

Pour le calcul des moments, on admettra le diagramme préconisé par pierre charron dans son ouvrage calcul et vérification des ouvrages en béton armé page 575.

Ce diagramme approché est très proche du calcul exact donné par la méthode de HANGAN SOARE (voir traité de béton armé tome 6).

$$M_0 = 3D/2 \times H.e$$

$$M_1 = M_0 / 5$$

$$Y_0 = 0.06\sqrt{(D/2xe)} \quad Y_1 = 5 Y_0 \quad Y_2 = 3Y_0$$

Avec : D = 14.50m.

H = 5.50m.

e = 30cm.

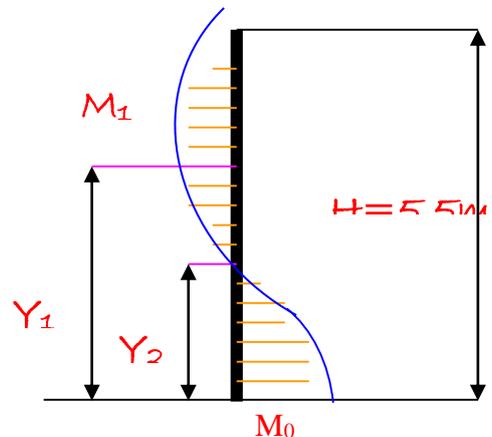
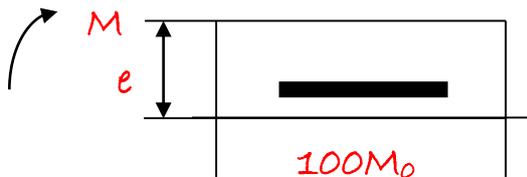


FIGURE V-4 : diagramme de moment

Donc : $M_0 = 3588,75 \text{ kg.ml.}$

$Y_0 = 0.88 \text{ m.}$

$M_1 = 717,75 \text{ kg.ml.}$

$Y_1 = 4.4 \text{ m. } Y_2 = 2.64\text{m.}$

V.3.2. Calcul de ferrailage :

V 3 .2. 1.Sous l'effet de (M₀):

Le calcule sous l'effet de la flexion composée sous l'influence des moments résultants et l'effort (q) verticale de la couverture et le poids propre de la paroi.

- Effort normal

CHAPITRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEUSE

Poids de l'acrotère	19.46 t
Poids de la couverture et lanterneau	65.59 t
Poids cylindrique de la paroi verticale.....	191.69 t
Poids de la ceinture supérieur.....	37.28 t
	314,02 t

Calcul de l'excentricité :

$$M_{0\text{ ser}} = 3.588 \text{ t.m}$$

$$N_{\text{ser}} = 314.02 \text{ t}$$

$$e = M/N = 0.011 \text{ m.}$$

$$e^0 = b/6 = 30/6 = 5\text{cm} \quad e > e^0 \text{ (la section est partiellement comprimé)}$$

$$M_{\text{rb}} = \mu \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{\text{bc}}$$

$$\mu = \frac{\alpha}{2(1-\alpha/3)}, \quad \alpha = \frac{15\sigma_{\text{bc}}}{(15\sigma_{\text{bc}} + \sigma_s)}$$

$$\alpha r = 0.5611 ; \quad \sigma_{\text{bc}} = 15\text{Mpa.}$$

$$M_{\text{rb}} = \alpha r / 2(1 - \alpha r / 3) \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{\text{bc}} = 0.213 \text{ Mn.m} \geq M_{\text{ser}}$$

$$Z = d(1 - \alpha r / 3) = 24.18 \text{ cm.}$$

$$A_{\text{ser}} = M_{\text{ser}} / Z \cdot \sigma_s = 9.35 \text{ cm}^2$$

V.3-2-2- vérification de la section minimale :

$$A_{\text{min}} = 0.23 b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 3.00 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{ser}} > A_{\text{min}} \quad \text{on adopte 7T14 avec } A = 10.78 \text{ cm}^2$$

V-4 - Calcule de la ceinture intermédiaire :

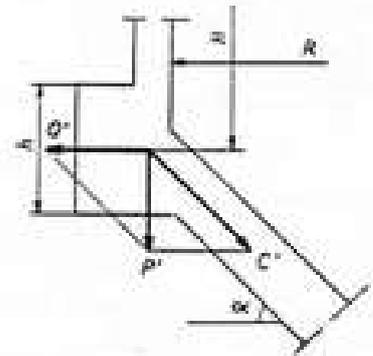
Elle est soumise aux charges suivantes :

- charge de la coupole supérieure.
- Poids de la ceinture supérieur.
- poids cylindrique de la paroi verticale.
- poids de la couverture latéral en brique.
- Poids de la ceinture intermédiaire. **FIGURE V-6 : sollicitation sur la poutre intermédiaire**
- poids des enduits intérieur et extérieur.

Soit P_2 le poids par mètre provenant de la coupole et de la paroi verticale

P_2 peut être décomposé en

$$P' = P_2 \text{ Ctg } \alpha \quad \alpha = 32^\circ \quad P'' = P_2 / \sin \alpha$$



CHAPITRE V FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEUSE

C'est transmis par le tronc de cône Jusqu'à la ceinture d'appui quand à Q elle doit être équilibrée par la ceinture qui reçoit en outre sur la hauteur (h) une poussée provenant de l'eau égale à : $P'_c = \gamma \cdot h \cdot r$

$\gamma = (1000 \text{ kg/m}^3 \text{ pour l'eau (le poids de l'eau majoré de 20\%)})$

- Déterminations des charges :

Poids de l'acrotère	19.46 t
Poids de la couverture et lanterneau	65.59 t
Poids de la ceinture supérieur	37.28 t
Poids cylindrique de la paroi verticale y compris brique	225,59 t
Poids de la ceinture intermédiaire	59,65 t

P_{total} = 407,57 t

$$P_2 = P_{\text{total}} / 2\pi \cdot r$$

$$P_2 = 8,95 \text{ t/ml}$$

$$P'_2 = P_2 \cdot \text{ctg } \alpha ; \alpha = 35^\circ$$

$$P'_2 = 12,709 \text{ t/ml}$$

La poussée total ou niveau de la ceinture est :

$$F = P'_2 + P'_c$$

P'_c : la pausée du l'eau à la hauteur de cette ceinture

$$P'_c = \gamma \cdot h = 6,6 \text{ t/ml}$$

$$F = 19,309 \text{ t/ml}$$

L'effort tangentiel de traction est : $F = 139,99 \text{ t/ml}$.

$$A_s = F / \sigma_s \Rightarrow A_s = 139,99 / 225 \Rightarrow A_s = 62.21 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$B \leq A \cdot f_c / f_{t28} = 62.21 \times 400 / 2.1 = 11849 \text{ cm}^2$$

$$B = 80 \times 60 = 4800 \text{ cm}^2 < 11849 \text{ cm}^2 \text{ (c. v)}$$

On adopte 20T20 avec A = 62,8 cm²

V-5- Calcul de la paroi de la cuve tronc de cône :

V-5- Etude la partie tronc de cône de la cuve :

La partie tronconique est sollicitée

Par les efforts suivants :

- Effet de la poussée de l'eau q'
- Effet du poids propre P
- Effet du poids transmis par la ceinture inférieure P''_2

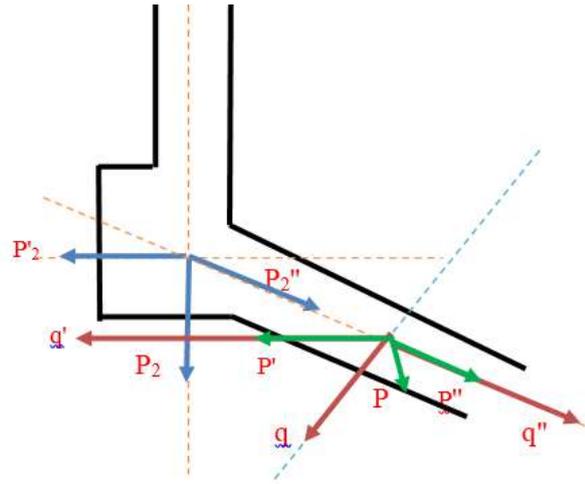


FIGURE V-6 : sollicitation sur le tronc de cône

V-5 - 1 - Composant q : pression de l'eau

$$q' = q / \sin \alpha$$

$$q'' = q \cotg \alpha$$

V-5 - 2- Composant p : poids propre

$$P' = P \cotg \alpha$$

$$P'' = P / \sin \alpha$$

P → Poids propre (épaisseur 40cm) + 0,4 t/m² pour l'enduit.

$$P = ((e \times 2,5) + 0,016) \cdot 1,23 = 1,24 \text{ t/m}$$

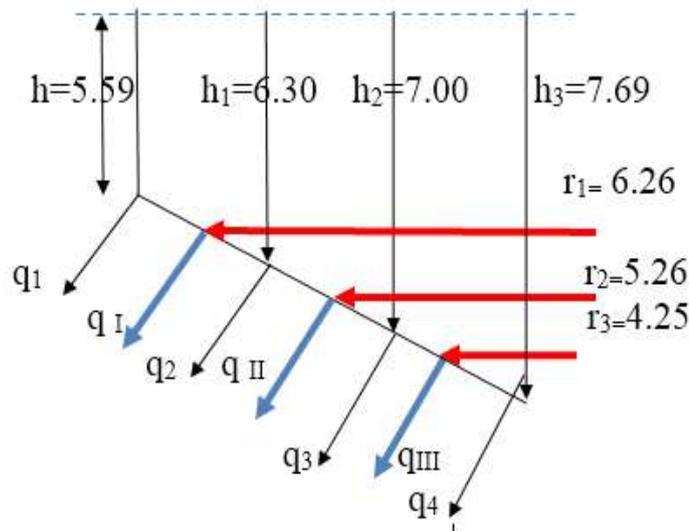


FIGURE V-7 : sollicitation sur le tronc de cône

ANNEAUX (I) :

$$q_1 = 1,2 \times h = 6,708 \text{ t/m}$$

$$q_2 = 1,2 \times h_1 = 7,56 \text{ t/m}$$

$$q_1 = (q_1 + q_2)/2 = 7,134 \text{ t/m}$$

L'effort tangentiel de traction est :

$$T_1 = [q_1 / \sin \alpha + P \cotg \alpha] r_1$$

$$T_1 = (12,45 + 1,76) 6,26 = 88,95 \text{ t}$$

ANNEAUX (II) :

$$q_1 = 1,2 \times h_1 = 7,56 \text{ t/m}$$

$$q_2 = 1,2 \times h_2 = 8,4 \text{ t/m}$$

$$q_1 = (q_1 + q_2)/2 = 7,98 \text{ t/m}$$

L'effort tangentiel de traction est :

$$T_1 = [q_1 / \sin \alpha + P \cotg \alpha] r_1$$

$$T_1 = (13,92 + 1,76) 5,26 = 82,47 \text{ t}$$

ANNEAUX (III) :

$$q_2 = 1,2 \times h_2 = 8,4 \text{ t/m}$$

$$q_2 = 1,2 \times h_3 = 9,55 \text{ t/m}$$

$$q_1 = (q_1 + q_2)/2 = 8,97 \text{ t/m}$$

L'effort tangentiel de traction est :

$$T_1 = [q_1 / \sin \alpha + P \cotg \alpha] r_1$$

$$T_1 = (15,65 + 1,76) 5,26 = 73,99 \text{ t}$$

V-5 - 3 - Calcul du ferrailage suivant parallèle :

En prendre le plus grand effort pour ferrailage ;

$$\text{Soit } N = T_1 = \mathbf{88,95 \text{ t}}$$

En utilisant des $\varnothing 20$; $\sigma_a^- = 1675$

$$\text{Donc : } A_{ser} = N / \sigma_a^- = \mathbf{66,87 \text{ cm}^2} = \mathbf{2 \times 11 \text{ T20}}$$

Pour chaque nappe et les armatures de répartition seront en T16

V-5 -4 - Calcul l'effort normaux de compression :

$$L = 3,71$$

La compression totale du P''₂ :

$$N_1 = \pi \cdot D \cdot P''_2$$

$$P''_2 = P_2 / \sin \alpha = 8,95 / 0,573 = 15,61 \text{ t/m}$$

$$N_1 = 710,72 \text{ t}$$

La compression totale du P'' et q'' :

$$N_2 = \pi \cdot ((D + D_1) / 2) \cdot L (P'' + q'')$$

$$P'' = P / \sin \alpha = 1,24 / 0,573 = 2,16 \text{ t/m}$$

$$q'' = q \cotg \alpha = 9,55 \times 1,42 = 13,561 \text{ t/m}$$

$$N_2 = 667,23 \text{ t}$$

La compression ou ml de la Confirmer à la basse du tronc de cône est :

$$N' = N_1 + N_2 / \pi \cdot D_1$$

$$\text{Donc : } N' = 52,36 \text{ t/ml.}$$

V-5 - 3 - Calcul du ferrailage suivant méridienne :

Armature méridienne A_2 doit résister à l'effort de cisaillement du ou poids d'eau au-dessus du tronc de cône ou poids propre de celui-ci et ou poids P_2 sur la ceinture intermédiaire

Avec l'armature méridienne déterminer A_2 et si on néglige l'influence éventuelle du flambement, l'épaisseur minimum à la base du tronc de cône sera donnée par la formule

$$e = \frac{N' - nA_2 \sigma_b}{100 \sigma_b}$$

$$A_2 = 13,3 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 7 \text{ HAT16} \text{ donc } A = 14,0672$$

V-6 - Cheminée :

La paroi de la cheminée est sollicitée par son poids propre et par la poussée hydrostatique.

- La charge permanente $G = 26,42 \text{ t}$
- La surcharge $Q = 0,60 \text{ t}$
- Le périmètre de la cheminée $\text{périmètre} = \pi \times R \Rightarrow \text{périmètre} = 3,14 \times 2,00 = 6,28 \text{ m}$

V-6-1- Répartissons les charges par mètre linéaire

$$G_{ml} = \frac{G_{ml}}{\text{périmètre}}$$

$$G_{ml} = \frac{G}{\text{périmètre}} \Rightarrow G_{ml} = \frac{26,42}{6,28} = 38,24 \text{ KN/ml}$$

$$G_{ml} = 4,20 / \text{tml}$$

$$Q_{ml} = \frac{Q}{\text{périmètre}} \Rightarrow Q_{ml} = \frac{0,6}{6,28} = 0,234 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ml} = 0,095 \text{ t/ml}$$

La pression hydrostatique de l'eau maximum à là-bas prise à la hauteur de la cheminée

$$h = 6,97 \text{ m}$$

$$R_c = 1 \text{ m}$$

Le poids volumique de l'eau $\gamma_{\text{eau}} = 1 \text{ t/m}^3$

$$P = \gamma_{\text{eau}} \times h = 1 \times 6,97 = 6,97 \text{ t/m}^2$$

L'effort de compression dans l'anneau

$$N = P \times R_c = 6,97 \times 1$$

$$N = 6,97t/ml$$

Le pourcentage minimum d'armateurs à mettre en place :

$$\frac{A}{S} \geq 0,25\% \Rightarrow A \geq 0,25\% \times S$$

$$A = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

Vérification de la contrainte de compression

$$\sigma_{(bc)} = \frac{N}{S} \quad \sigma_{(bc)} = \frac{6,97}{1,13} = 0,006 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte limite de compression

$$\bar{\sigma}_{(bc)} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = \frac{0,85 \times 30}{1,5} = 17 \text{ MPa}$$

$\sigma_{(bc)} < \bar{\sigma}_{(bc)} = 17 \text{ MPa}$ Donc la contrainte compression du béton est vérifiée

Choix : 6HA12 totalisant une section de 6,79 cm²

Comme l'épaisseur de la paroi est supérieur à 15 cm, nous aurons deux nappes d'armateurs

sur chaque face. $\frac{A_{st}}{3} = 2,26 \text{ cm}^2$

V-6-2- Calcul de la section minimale

$A_{min} = 0,125\% \times B_r$ Avec B_r la section totale de béton

$$A_{min} = \frac{0,125}{100} \times 20 \times 100$$

$$A_{min} = 2,5 \text{ cm}^2$$

Comparaison $A_{sr} < A_{min} \quad A_{sr} = 2,5 \text{ cm}^2$

Choix : 5HA12 espacée 20cm totalisant une section de 3,02 cm²

V-7- Coupole inferieur :

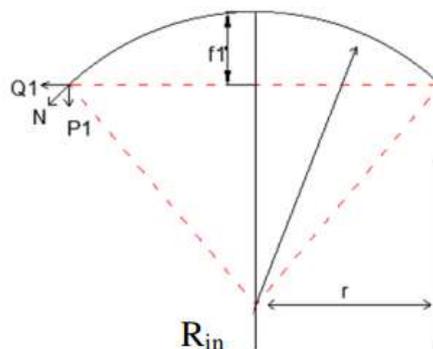


FIGURE V-8 : solmisation sur la coupole inferieur

R(m)	r(m)	f _i (m)	e(m)	H _{eau}	S(m ²)
9,30	3,53	0,78	0,30	6,97	17,29

Les coupoles étant en général très surbaissées on peut admettre que les charge sont réparties uniformément sur la projection horizontale.

Soit q la charge ou m^2 de la projection horizontale (poids propre + surcharge)

V-7-1- Evaluation des charge (ou m^2) :

Poids propre ($e=30$).....0.75 t/m^2

Enduit..... 0.08 t/m^2

Poids moyen d'eau 1.2 ($h+f_i/2$)8.3 t/m^2

$$q = 0.75 + 0.08 + 8.3 = 9,13 \text{ t/m}^2$$

La charge totale sur la coupole sera :

$$P = q \times S = 9,13 \times 17,29 = 157,85 \text{ t}$$

En divisant la coupole en fuseaux de 1.00m de longueur sur le pourtour, le poids d'un fuseau sera :

$$P_1 = P/\pi D = 14,24 \text{ t/m}$$

Ce poids sera appliqué au centre de gravité du fuseau.

En considérant les deux fuseaux diamétralement apposé comme un arc a fois articulation et en prenant les moments par rapport à l'articulation en C_1 on aura :

$$P_1 = D/2 - P_1 D/3 - Qf = 0$$

La poussée horizontale

$$Q_1 = P_1 D/6f = 21,84 \text{ t/m}$$

L'effort normal N peu de la réaction oblique R , l'angle entre ces deux efforts étant très petit, on peut écrire :

$$N = \sqrt{P_1^2 + Q_1^2} = 26,07 \text{ t/m}$$

L'effort normale sera absorbé par la compression du béton et l'armature méridienne dont la section homogénéisée est $\Omega = 100e + nA'$ l'épaisseur nécessaire e de la coupole sera de l'expression :

$$\sigma_b \leq \frac{N}{100e + nA'}$$

Les efforts tranchant T produisant un cisaillement du béton qui sera absorbé par l'armature méridienne, la coupole étant très surbaissée on peut remplacer T par la réaction vertical P_1 supérieur à T si τ_a est taux de travail des aciers ou cisaillement la section d'armature méridienne par mètre de la circonférence sera

$$A' = \frac{P_1}{\tau_a}$$

$$A' = 9.49 \text{ cm}^2 \text{ soit 7HAT14} \quad A' = 10,77 \text{ cm}^2$$

L'armature répartition suivant les parallèle (cerces) sera constituée par les bars même diamètre que l'armature méridienne.

Vérification épaisseur de la coupole :

$$e \geq \frac{N - \sigma_b n A'}{100\sigma_b}$$

$$e \geq 15.76\text{cm} \dots\dots\dots\text{cv}$$

V-8- Poutre d'appuie :

Nous avons déterminé ci-dessus l'effort de compression N' a base du tronc de cône st l'effort normale N'' dans la coupole de fond.

La poutre circulaire sera donc sollicitée par les composantes horizontale Q' et Q'' et les composent verticale V' et V''

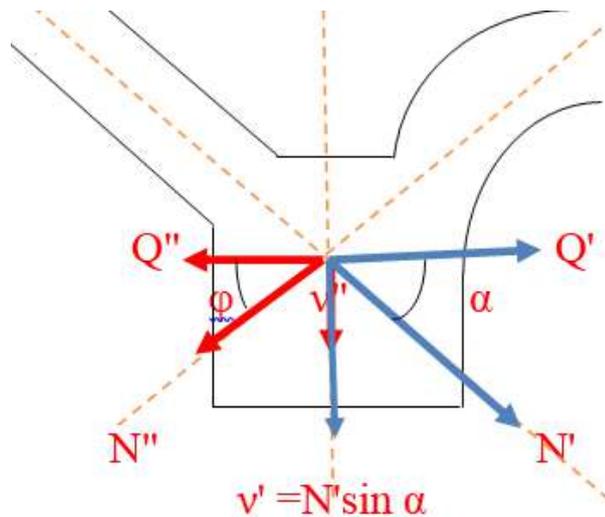


FIGURE V-9 : solmisation sur la poutre inferieur

Si $Q' > Q''$ la poutre sera comprimée avec un effort tangentiel de compression

$$C_1 = \frac{(Q' - Q'')D_1}{2}$$

Si $Q' < Q''$ la poutre sera tendue avec un effort tangentiel de traction

$$F' = \frac{(Q'' - Q')D_1}{2}$$

$$Q' = 54,76 \text{ t/m}$$

$$Q'' = 21,84 \text{ t/m}$$

Donc la poutre sera comprimée $C_1 = 54,76 - 21,84 = 32,92 \text{ t/m}$

Effort de la torsion $F = C_1 \times (D/2) = 134,6428 \text{ t}$

$$\sigma_b = F/60 \times 80 = 2,85 < 15 \text{ MPa}$$

➤ Source : HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment tome 5 (1996)

Les sollicitations de la poutre sont les suivants :

$$G = \text{poids propre de la poutre} + \text{poids du reservoir} = 617,56 \text{ t}$$

Charge d'exploitation

$$Q = 1036 \text{ t}$$

La longueur de la poutre est : $\Rightarrow L = 24,42 \text{ m}$

Calcul du poids par mètre linéaire

$$G_{ml} = \frac{G}{\pi \times D} = \frac{617,56}{24,42} \Rightarrow G_{ml} = 25,28 \text{ t/ml}$$

$$Q_{ml} = \frac{Q}{\pi \times D} = \frac{1036}{24,42} \Rightarrow Q_{ml} = 42,42 \text{ t/ml}$$

Drapers le BAEL, à l'ELU :

$$L'effort normal P_u = 1,35 \times G_{ml} + 1,5 \times Q_{ml}$$

$$P_u = 1,35 \times 25,28 + 1,5 \times 42,42 \Rightarrow P_u = 97,758 \text{ t/ml}$$

Le moment fléchissant

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{8} = \frac{97,758 \times 24,42^2}{8}$$

$$M_u = 1\,805,21 \text{ t.m}$$

Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M}{P_u} = \frac{1\,805,21}{97,758} \Rightarrow e = 8,9 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times 0,8 \Rightarrow d = 0,72 \text{ m}$$

$$e_A = e - \left(d - \frac{h}{2}\right) = 8,9 - \left(0,72 - \frac{0,8}{2}\right) \Rightarrow e_A = 8,6 \text{ m}$$

$$M_{uA} = p_u \times e_A = 1,5 \times 8,6 = 12,90 \text{ MN.m}$$

Calcul d'une poutre en flexion simple avec M_{uA}

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

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{12,9}{0,6 \times 0,72^2 \times 17}$$

$$\mu_u = 0,147 < \mu_{AB} = 0,186, \text{ pivot A, pas d'acier comprimé}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,147})$$

$$\alpha = 0,20$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 67(1 - 0,4 \times 0,20)$$

$$Z = 61.64cm$$

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{12.9}{61.64 \times \frac{400}{1,15}}$$

$$A_{st} = 6.07 \times 10^{-3}m^2 = 60.76cm^2$$

Choix : 14HA25 totalisant une section de 68,6 cm²

Vérification à la condition de non fragilité.

$$A_{st} = 68.6cm^2 > \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} = 68.6cm^2 > \frac{0,23 \times 90 \times 67 \times 2,4}{400} = 8.32cm^2$$

La condition de non fragilité est vérifiée

Calcul des armatures transversales

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$$\text{Avec } V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 12.71MN/m$$

$$\tau_u = \frac{12.71}{0.9 \times 0.75} = 1.8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ulim} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 30}{1,5}; 5MPa\right)$$

$$\tau_{ulim} = \min(4MPa; 5MPa)$$

$$\tau_u = 1.8 \text{ MPa} < \tau_{ulim} = 4 \text{ MPa, OK}$$

Nous utiliserons des HA10 pour les cadres

$$\text{Espacement des cadres : } S_t \leq \min(0,9 \times d; 40cm)$$

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_t \leq \min(170; 40cm)$$

$$S_t \leq 40cm \text{ On convient de prendre un espacement de } 20cm$$

ETUDE AU VENT

VI-1- Introduction

Le château d'eau est un ouvrage surélévé, en conséquence il nécessite une étude au vent, cette dernière dépend de la vitesse du vent qui produit des efforts préjudiciables quand la vitesse est élevée, ou non préjudiciables quand la vitesse est nettement faible.

L'action du vent sur notre ouvrage dépend principalement :

- Du site
- De l'élanement de la structure
- De la période d'oscillation
- Des dimensions de la structure

Cette étude sera conduite selon le règlement NEIGE ET VENT "NV-65" et DTRC2-47 RNV99 en considérant deux actions de vent :

- Action d'ensemble du vent
- Action locale

VI-2- EVALUATION DE PERIODE D'OSCILLATION

VI-2-1- Introduction

La période de vibration sera déterminée par une méthode d'approche basée sur les hypothèses de simplification selon NV65 et DTR 2-47.

VI-2-2- Méthode de la console :

Pour le calcul de la période de vibration, cette méthode assimile l'ouvrage à une masse concentrée (cuve) reposant sur un support de masse non négligeable (tour) grâce à la formule :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P'Z^3}{3EI_g}}$$

Avec: $P' = P + \frac{33}{140} P_1 Z$

P : Poids de la masse concentrée (t/ml).

P_1 : Poids de support (fût) par unité de longueur.

I : Moment d'inertie de la section transversale de support (m^4).

E : Module de déformation du béton en (t/m^2).

Z : Hauteur du centre de gravité de la masse oscillante (cuve) par rapport à l'encastrement.

G : l'accélération de la pesanteur= $9,81m/s^2$

CHAPITRE VI ETUDE AU VENT

VI-2-2-1- Calcul de E_{ij}

D'après de la BAEL 91 : $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$ $\Rightarrow E_{ij} = 3216419,5 \text{ MPa}$

Avec : J = 28 jours ; $f_{c28} = 25 \text{ MP a}$

VI-2-2-2- Calcul du moment d'inertie I:

$I = \frac{\pi}{64} (D_{ext}^4 - D_{int}^4)$ section circulaire

$$\left. \begin{array}{l} D_{int} = 7,38 \text{ m} \\ D_{ext} = 8,18 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow I = 74,12 \text{ m}^4$$

VI-2-2-3- Calcul de poids " P_1 ":

$P_1 = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) \gamma_b = 29,09 \text{ t/ml}$

VI-2-2-4- Calcul de Z et P

Le tableau ci -dessous donne les valeurs Z_i et P_i

Z_i = centre de gravité de l'élément "i" considéré

P_i = poids de l'élément "i"

Tableau VI -1 : Les valeurs de centre de gravité

N°	L'élément	$Z_i(\text{m})$	$P_i (\text{t})$
1	Dalle circulaire du lanterneau	40,37	3.08
2	Coupole supérieure	39,29	62.51
3	Ceinture supérieure	38,19	37.28
4	Cuve cylindrique	35,28	362,86
5	Ceinture intermédiaire	32,03	59.65
6	Cuve tronconique	30,58	138.63
7	Cheminée	34,31	26.42
8	Coupole inférieure	30,48	32.83
9	Ceinture inférieure	29,60	15.24
10	eau	33,85	1036

$$Z_g = \frac{\sum_1^9 P_i \cdot Z_i}{\sum_1^9 P_i} ; \quad Z_g : \text{centre de gravité de la masse}$$

- **Cuve pleine :**

$$\left. \begin{aligned} \sum_1^9 P_i Z_i &= 60382,50 \text{ tm} \\ P_p &= \sum_1^9 P_i = 1774,5 \text{ t} \end{aligned} \right\} \Rightarrow Z_{gp} = 34,02 \text{ m}$$

- **Cuve vide :**

$$\left. \begin{aligned} \sum_1^9 P_i Z_i &= 25313,90 \text{ tm} \\ P_v &= \sum_1^9 P_i = 738,5 \text{ tm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow Z_{gv} = 34,27 \text{ m}$$

- **Cuve pleine**

$$P' = P_p + \frac{33}{140} P_i Z_{gp} = 2021 \text{ t} \Rightarrow T_p = 0,6 \text{ s}$$

- **Cuve vide**

$$P'_v = P_v + \frac{33}{140} P_i Z_{gv} = 986,81 \text{ t} \Rightarrow T_v = 0,46 \text{ s}$$

VI2-3- Action d'ensemble du vent

C'est la résultante géométrique de toutes les actions sur les différentes parois de l'ouvrage, cette résultante se décompose en :

Une force de traînée (T) par unité de longueur dans la direction parallèle à celle du vent qui produit un effet d'entraînement et de renversement de l'ouvrage.

Une force de dérive (L) par unité de longueur dans la direction perpendiculaire à celle du vent qui produit un effort de soulèvement et de renversement.

VI-2-3-1- Calcul de la force de traînée (T):

D'après le règlement neige et vent (NV65), la force de traînée est donnée par la relation :

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot D_e$$

Où:

C_t : **coefficient global de traînée**, dépend de l'élancement de la tour et de la rugosité de la surface,

$$C_t = C_{t0} \cdot \gamma_0$$

Avec:

C_{t0} : 0,55 dans le cas d'un ouvrage cylindrique tronconique à base circulaire sans nervures ; il se classe dans la catégorie "V" (selon NV65).

γ_0 : il est donné en fonction de l'élancement de la structure (λ) défini la formule suivante:

$$\lambda = \frac{Z^2}{S_t}$$

Z : hauteur total du château d'eau Z = 40.90 m

S_t : surface du maître couple

Calcul de S_T : (surface du maître couple)

Le maître couple est la projection orthogonale de l'ensemble de la construction sur un plan normal à la direction du vent.

$$S_{t1} = (1,00 \times 2,00) = 2,00 \text{ m}^2$$

$$S_{T2} = \frac{2}{3} D \cdot f \Rightarrow S_{t2} = \frac{2}{3} \times 14,5 \times 1,50 = 14,5 \text{ m}^2$$

$$S_{T3} = 15,7.6,8 = 106,76$$

$$S_{T4} = \frac{1}{2}(D + d) h$$

$$S_{T4} = (14,5 + 8,38) \times \frac{2,11}{2} = 24,131 \text{ m}^2$$

$$S_{T5} = d \times H_{fut} = 8,18 \times 29,20 = 238,856 \text{ m}^2$$

Ce qui donne

$$S_T = \sum S_{ti} = 386,246 \text{ m}^2$$

$$Z = 40.90 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{40.9^2}{386,246}$$

$$\lambda = 4,33 \text{ d'où : } \gamma_0 = 1,07 \text{ (Selon NV65)}$$

$$\text{D'ou } C_t = 0,55 \times 1,04 = 0,58$$

β : Coefficient de majoration dynamique dépendant de la période de vibration de la construction

et du niveau pris en considération. Il est lié aux efforts de la résonance provoquée par les Oscillations de la tour.

$$\beta = \phi(1 + \xi \tau) \quad (\text{Selon NV-65})$$

φ : Coefficient global qui dépend du type de construction

On a une construction à base circulaire ⇒ φ = 1 (Selon NV-65)

ξ : Coefficient de réponse, il est donné en fonction de la période T du mode fondamental

D'oscillation (figure R III 3)

- Cuve pleine T_p = 0,6 s ⇒ ξ_p = 0.4
- Cuve vide T_v = 0,46 s ⇒ ξ_v = 0,3

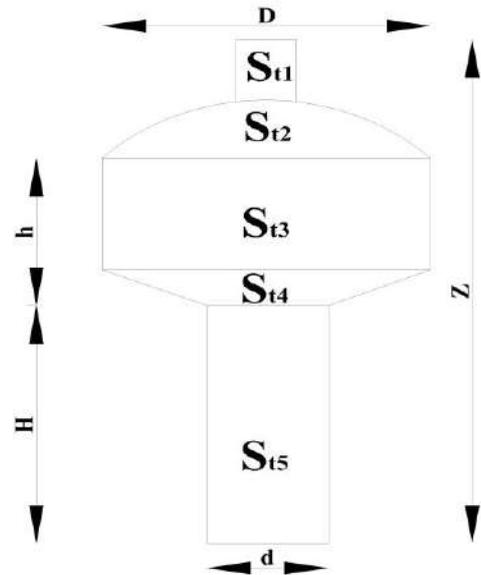


Figure VI-1 : Présentation surface

τ : Coefficient de pulsation, il est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote H

δ : coefficient de réduction qui est fonction de la plus grande dimension verticale de la surface offerte au vent, et de la cote Z du point le plus haut de cette surface

$$Z = 40.90\text{m} \Rightarrow \delta = 0,84 \quad (\text{Selon NV-65})$$

q: pression dynamique du vent à la vitesse normale et extrême:

On envisage dans les calculs une pression dynamique normale et une pression dynamique extrême, le rapport de la seconde à la première est égal à 1,75

- Pression normale : $q_n = K_s \cdot q_H$
- Pression extrême : $q_e = 1,75 \cdot q_n$

K_s : coefficient de région $K_s = 1$ (site région I, « DTR 47-2")

q_H : Pression dynamique de base agissant à la hauteur H au-dessus du sol

Pour $0 \leq H \leq 500\text{m}$: le rapport entre q_H et q_{10} est défini par la formule :

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60} \quad (\text{Selon NV-65})$$

q_{10} : la pression dynamique de base agissant à 10m de hauteur.

$$q_{10} = 49 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{ZONE 2 selon DTR 2-47})$$

$$\text{D'où : } q_H = 122,5(H+18)/(H+60)$$

$$\text{Donc : } q_{hn} = K_s \cdot 122,5(H+18)/(H+60) = 122,5(H+18)/(H+60)$$

La pression extrême : $q_{he} = 1,75q_n$

$$\Rightarrow q_{he} = 214,37(H+18)/(H+60)$$

D_{ext} : diamètre extérieur.

Le tableau ci-dessous résume les valeurs des coefficients de calcul et les pressions normales et extrême en fonction de la cote

Tableau VI- 2 : Les valeurs des coefficients de calcul et les pressions normales et extrême

H (m)	Valeur de défieront coefficient de calcul								Pression dynamique	
	C _t	τ	ξ_v	β_v	ξ_p	β_p	δ	K _s	q _{hn} daN/m ²	q _{he} daN/m ²
0	0,58	0,360	0,3	1,108	0,4	1,144	0,84	1	36,750	64,311
1,7	0,58	0,360	0,3	1,108	0,4	1,144	0,84	1	39,113	68,446
5,1	0,58	0,360	0,3	1,108	0,4	1,144	0,84	1	43,468	76,067
8,5	0,58	0,360	0,3	1,108	0,4	1,144	0,84	1	47,391	82,931
11,9	0,58	0,350	0,3	1,105	0,4	1,14	0,84	1	50,942	89,147
15,3	0,58	0,350	0,3	1,105	0,4	1,14	0,84	1	54,173	94,801

CHAPITRE VI ETUDE AU VENT

18,7	0,58	0,350	0,3	1,105	0,4	1,14	0,84	1	57,125	99,967
22,1	0,58	0,340	0,3	1,102	0,4	1,136	0,84	1	59,833	104,704
25,5	0,58	0,340	0,3	1,102	0,4	1,136	0,84	1	62,325	109,065
29,2	0,58	0,340	0,3	1,102	0,4	1,136	0,84	1	64,821	113,433
31,31	0,58	0,330	0,3	1,099	0,4	1,132	0,84	1	66,153	115,766
38,11	0,58	0,330	0,3	1,099	0,4	1,132	0,84	1	70,059	122,600
39,67	0,58	0,330	0,3	1,099	0,4	1,132	0,84	1	70,880	124,036
40,90	0,58	0,310	0,3	1,093	1,4	1,434	0,84	1	71,509	125,138

Tableau VI-3 : calcul de la force de traînée en fonction de la côte

		calcul de la force de traînée	
		cuve vide	
H	D	Tn (daN/ml)	Te (daN/ml)
0,00	8,18	162,28	283,98
1,70	8,18	172,71	302,24
3,40	8,18	191,94	335,89
3,40	8,18	209,26	366,20
3,40	8,18	224,34	392,58
3,40	8,18	238,57	417,48
3,40	8,18	251,57	440,23
3,40	8,18	262,77	459,84
3,40	8,18	273,72	478,99
3,70	8,18	284,68	498,18
2,11	15,70	556,11	973,16
6,80	15,70	588,94	1030,61
1,56	9,42	357,50	625,61
1,23	2,00	76,16	133,27

VI-2-4- Calcul de la force de dérive (L):

La force de dérive est donnée par la formule :

$$L_{cr} = C_L \cdot \beta' \cdot \delta' \cdot q_{cr} \cdot D_{ext} \cdot \frac{h}{H} \quad (\text{Selon NV-65})$$

C_L : Coefficient de dérive d'après NV-65 "page 228" : $C_L = 0,2$

β' : Coefficient dynamique fourni par la théorie des vibration pour une structure en état de

résonance: $\beta' = \frac{\pi}{\Delta}$

Δ : est le décrément logarithmique de l'amortissement visqueux, pour les ouvrages en béton

armé: $\Delta = 0,3$ (Selon NV-65)

$$\Rightarrow \beta' = 10,47$$

δ' : Coefficient de réduction tenant compte de l'effet des dimensions de l'ouvrage pour simplifier

Les calculs, il est admis de tenir compte de l'effet des dimensions en prenant pour δ' la valeur moyenne 0,8

$$\delta' = 0,78 \quad (\text{Selon NV-65})$$

q_{cr} : Pression dynamique critique correspondant à la vitesse de résonance :

$$q_{cr} = \frac{V_{cr}^2}{16} \quad (\text{NV-65.})$$

V_{cr} : la vitesse critique du vent.

D_{ext} : diamètre extérieur du fût

h : la cote du niveau considéré à partir du sol.

H : hauteur totale du château

Détermination de la vitesse critique

La théorie de "KARMAN" montre que la période des tourbillons est donnée par: $T_k = \frac{d}{S.V}$

T : étant la période propre de vibration propre de la construction, il y a résonance se lorsque $T = T_k$

$$V_{cr} = \frac{d}{S.T} > 25 \text{ m/s} \quad (\text{NV-65})$$

d : la largeur du maître couple ($d = D_{ext}$ du fut)

S : Nombre de STROUHAL, fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de la construction

et de la viscosité du fluide.

$S = 0,2$ (Selon NV65, pour ouvrage de révolution)

- Cuve vide $T_v = 0,60 \text{ s}$ $V_{cr} = 68,16 \text{ m/s}$.
- Cuve pleine $T_p = 0,46 \text{ s}$ $V_{cr} = 88,91 \text{ m/s}$.

Conclusion

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en résonance. On a donc admis arbitrairement qu'à partir d'une vitesse de 25m/s, il est inutile de faire un calcul à la résonance. (selon NV-65.)

Donc d'après cette règle l'étude de résonance n'est pas nécessaire pour notre cas.

CHAPITRE VI ETUDE AU VENT

VI-3- Calcul des sollicitations M

$$Mr = T \times YG$$

Tableau VI-4 : calcul le moment de renversement

YG	cuve vide		cuve pleine		cuve vide		cuve pleine	
	Tn (daN//ml)	Te(daN//ml)	Tn (daN//ml)	Te (daN//ml)	Mn (daN//ml)	Me (daN//ml)	Mn (daN//ml)	Me (daN//ml)
0	162,28	283,98	167,55	293,21	275,87	482,76	284,83	498,45
1,70	172,71	302,24	178,32	312,06	880,82	1 541,40	909,44	1 591,48
5,10	191,94	335,89	198,18	346,80	1 631,50	2 855,05	1 684,51	2 947,82
8,50	209,26	366,20	216,06	378,10	2 490,23	4 357,79	2 571,14	4 499,38
11,90	224,34	392,58	231,44	405,02	3 432,36	6 006,49	3 541,08	6 196,74
15,30	238,57	417,48	246,12	430,70	4 461,18	7 806,88	4 602,49	8 054,16
18,70	251,57	440,23	259,53	454,17	5 559,59	9 729,05	5 735,68	10 037,21
22,10	262,77	459,84	270,88	474,03	6 700,69	11 725,94	6 907,43	12 087,72
25,50	273,72	478,99	282,16	493,77	7 992,53	13 986,60	8 239,12	14 418,13
29,20	284,68	498,18	293,46	513,55	8 913,30	15 597,91	9 188,30	16 079,15
31,31	556,11	973,16	572,80	1 002,38	21 193,19	37 087,22	21 829,56	38 200,85
38,11	588,94	1 030,61	606,62	1 061,56	23 363,07	40 884,42	24 064,60	42 112,07
39,67	357,50	625,61	368,24	644,40	14 621,80	25 587,55	15 060,85	26 355,87
40,90	76,16	133,27	99,92	174,85	-	-	-	-
ΣM	3 850,53	6 738,27	3 991,29	6 984,60	101 516,12	177 649,07	104 619,03	183 079,03

ETUDE DU FUT

VII-1 Introduction :

La section du fût est un anneau circulaire, le calcul se fera en exploitant les abaques de Wolfgang A.Jalil [10]

La tour est soumise à deux types de sollicitations

- Sollicitations d'ensemble
- Sollicitations locales

Sous les sollicitations d'ensemble, le fût est considéré comme une console encastrée, dans le sol est soumis à

- Un moment fléchissant (M)
- Un effort normal (N)
- Un effort tranchant (T)

Les sollicitations locales sont dues aux moments d'ensevelissement qui provoquent des flexions locales

Caractéristique du fût:

- Diamètre extérieur : $D_{ext} = 8,18m$
- Diamètre intérieur : $D_{int} = 7,38m$
- Epaisseur du fut: $e = 0,4m$

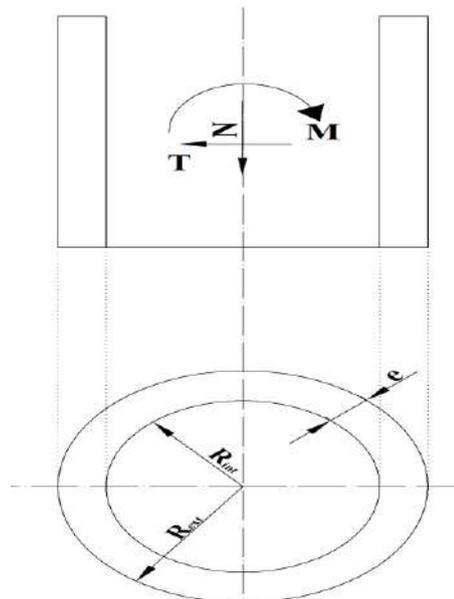


Figure VI-1 : Vue de face et en plan de fût

VII-2 Calcul de l'effort normal de compression au niveau de la ceinture :

$$N = V_T + P_{Tfût}$$

V_T : effort transmis par la ceinture inférieure $V_T = 1\,673,38\text{ t}$

$P_{Tfût}$: poids total du fût $P_{Tfût} = 897,62$ t

D'où l'effort de compression au centre de gravité de la ceinture est : $N = 2571$ t

VII-3- Ferrailage du fût :

VII-3-1- Ferrailage longitudinal :

On utilise le diagramme parabole-rectangle.

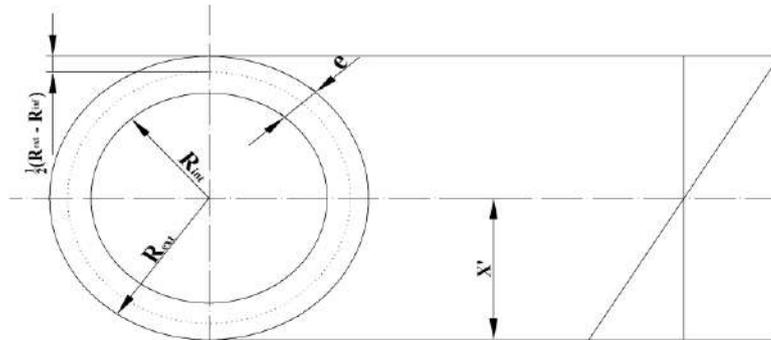


Figure VII-2: Diagramme parabole-rectangle.

Calcul de la tour à l'absence du vent se calcule à la comprissions simple et dans le cas du vent à la flexion composé (M.N).

Cas 1 : l'absence du vent :

L'effort à la basse de la tour = 2571 t

Soit $St = \text{air de la section de la tour} = 3.14(4,09^2 - 3,69^2) = 9,76 \text{ m}^2$.

La contrainte dans le béton $\sigma_b = N / St = 2571 / 9.76 = 263,42 \text{ t / m}^2$

$\sigma_b = 2,63 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$

Selon BAEL $A_{min} > \max(8(a+b), 20ab)$

$A_{min} > \max(1, 2.5)$

$A_{min} = 11.2 \text{ cm}^2$

Cas 2 : cas du vent

Étapes de calcul :

- 1^{ère} étape:

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_G = \frac{0,85.M_G}{\pi.(R_{ext}^2 - R_{int}^2).2.R_e.f_{bu}} \\ \nu = \frac{0,85.N}{\pi.(R_{ext}^2 - R_{int}^2).f_{bu}} \end{array} \right.$$

Avec:

μ_G : moment réduit au centre de gravité de la section du béton seul.

ν : effort normal réduit .

M_G : moment sollicitant réduit au centre de gravité du béton seul.

- **2^{ème} étape:** En connaissant (μ_G et ν), on lit sur l'abaque (P et α')

$$\begin{cases} P = \frac{0,85 \cdot A \cdot f_e}{\pi \cdot (R_{ext}^2 - R_{int}^2) \cdot f_{bu}} \\ \alpha' = \frac{X'}{2 \cdot R_{ext}} \end{cases}$$

Avec :

P : pourcentage mécanique total.

A : section totale de toutes les armatures.

X' : distance de l'axe neutre à la fibre inférieure.

- **3^{ème} étape:** calcul de la section d'armatures

$$A = P \cdot \frac{\pi \cdot (R_{ext}^2 - R_{int}^2) \cdot f_{bu}}{0,85 \cdot f_e}$$

VII-3-2- Principe de calcul:

La structure est considérée comme une console encadrée à la base qui est soumise à des sollicitations résultantes de l'effet de vent.

La section la plus sollicitée est à la base du fût tel que :

$$M = 183,07 \text{ t.m}$$

$$T = 6,98 \text{ t}$$

$$N = 2571 \text{ t}$$

(Acier FeE400, $f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$, $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle)

La procédure pour le calcul du ferrailage est la suivante :

- **1^{ère} étape:** calcul de μ_G et ν

$$\begin{cases} \mu_G = 0,04 \\ \nu = 0,123 \end{cases}$$

- **2^{ème} étape:** lecture de l'abaque en connaissant les valeurs de μ_G et ν

$$P = 0,11$$

$$\alpha' = 0,73$$

$$\text{Soit le rapport : } \frac{R_{int}}{R_{ext}} = 0,89$$

On utilise l'abaque N°5 de l'annexe N°01.

- **3^{ème} étape:** calcul de la section d'armature

$$A = 568,69 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre: $X' = 2 \cdot R_{\text{ext}} \cdot \alpha' = 2 \times 4,09 \times 0,73 = 5,97 \text{ m}$

Nous disposerons ces armatures en deux nappes :

- Nappe extérieure (196T16 = 392,5 cm²) ; avec : e = 14 cm
- Nappe intérieure (130T14 = 200,96 cm²) ; avec : e = 17cm

Cette section d'acier est gardée jusqu' à la côte 12m.

A partir de la côte h=12m, les calculs se feront suivent les mêmes étapes que précédemment mais avec les sollicitations suivantes :

$$M = 201,97 \text{ t.m}$$

$$N = 1794,38 + 528,72 = 2323,1 \text{ t}$$

- **1^{ère} étape:** calcul de μ_G et ν

$$\mu_G = 0,064$$

$$\nu = 0,159 \quad \{ \mathbf{P=0 \text{ ce qui implique } A=0} \}$$

- **2^{ème} étape:** lecture de l'abaque connaissant les valeurs de μ_G et ν

Le point ($\mu_G = 0,064$; $\nu = 0,159$) situé à l'intérieur du diagramme d'itération, c'est-à-dire que le béton seul peut résister aux efforts néanmoins nous prévoyons un ferrailage minimum en conformité avec les règlements:

Le pourcentage d'armature dans chaque direction est: $0,2 \% < \rho < 2\%$

$$\rho = \frac{100A_s}{B} \quad ; \quad \text{avec: } B = D_m \times \pi \times e = 0,4 \times 8,18 \times \pi = 10,27 \text{ m}^2$$

On doit conserver pour les dispositions constructives le même nombre des barres avec un diamètre inférieur et ce pour des raisons économiques.

Soit à prendre des barres T16, ces armatures seront disposées en deux nappes

- Nappe extérieure 196T14 = 299,88 cm² ; avec : e = 14cm
- Nappe intérieure 130T14 = 198,90 cm² ; avec : e = 17cm

Vérification du pourcentage minimum :

$\rho = 0,48\%$ C'est vérifiée donc la section est économique.

VII-4- Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes se fait à l'ELS sous les actions :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

W : charge due à l'action climatique (vent)

CHAPITRE VII ETUDE DU FUT

La combinaison à considérer est : G+Q+W

Avant de passer à la vérification de contraintes, on doit assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'action du vent.

VII-4-1- Vérification de la stabilité :

D'après « M. DIVERS » [11] le vent ne doit pas provoquer d'effort de traction sur le pourtour c'est à dire que la section annulaire doit rester entièrement comprimée. Pour cela il

faut vérifier que :

$$\frac{M}{N.R_m} \leq 0,5$$

M : moment engendré par l'action du vent

R_m : rayon moyen R_m = 8,28 m

N : effort normal

Les cas les plus défavorables sont :

- Cuve vide avec l'action du vent extrême

$$M = 183,07 \text{ t.m} \quad N = 1535 \text{ t}$$

$$\frac{M}{R_m \cdot N} = 0,014 < 0,5 \quad \text{la stabilité est vérifiée.}$$

VII-4-2- Calcul des contraintes :

La contrainte limite dans le béton est $\overline{\sigma}_{bc}$, elle est donnée par :

$$\overline{\sigma}_{bc} = \min \left(\frac{h_0 + 0,55}{3} \cdot f_{c28}; 400 \frac{h_0}{D_{moy}} \right)$$

h₀ : épaisseur de la paroi h₀ = 0,4m

D_{moy}: diamètre moyen du fût D_{moy} = 8,28 m

f_{c28} = 25MPa

$$\overline{\sigma}_{bc} = \min (17,08 ; 19,32) = 17,08 \text{ Mpa}$$

Les contraintes maximales sont obtenues dans le cas de cuve pleine avec vent extrême

$$M = 183,07 \text{ tm}$$

$$N = 2571 \text{ t}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} V \quad \left\{ \begin{array}{l} A = \frac{\pi}{4} (D_{ext}^2 - D_{int}^2) = 9,77 \text{ m}^2 \\ I = \frac{\pi}{64} (D_{ext}^4 - D_{int}^4) = 74,12 \text{ m}^4 \\ V = \frac{D_{ext}}{2} = 4,09 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = \begin{cases} 2,75 \text{ Mpa} \\ 2,51 \text{ Mpa} \end{cases}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ donc les contraintes sont vérifiées.

VII-4-3- Ferrailage transversal :

La contrainte de traction résultante dans les armatures transversales est :

$$\sigma_{St} = 100. \frac{\tau_u}{l_t}$$

l_t : pourcentage d'armatures transversales selon les règles BAEL 91

$$l_t = 100. \frac{A_t}{B} \quad \text{tel que : } 0,25\% < l_t < 1,5\%$$

$$B = b.h_0 = 0,32\text{m}^2 \quad \text{avec: } h_0 = e = 0,4\text{m}$$

On choisit deux nappes, soit : $A_t = 2(6T16) = 2 \times 2,01 \times 6 = 24,12\text{cm}^2/\text{ml}$

$$\Rightarrow l_t = 100 \times \frac{24,12 \cdot 10^{-4}}{0,32} = 0,754\% \text{ Vérifiée}$$

$$\Rightarrow \sigma_{St} = 100. \frac{1,053}{0,754} = 139,707\text{MPa} < \sigma_{S10} = 400\text{MPa} \text{ contrainte dans les cerces vérifiée}$$

VII-5- Ferrailage de la dalle de repos :

Les dalles de repos sont des couronnes encastrées et uniformément chargées. Les efforts auxquels elles sont soumises seront calculés par "Les tables universelles de Barres" méthode qui consiste à déterminer les sollicitations en coordonnées polaires.

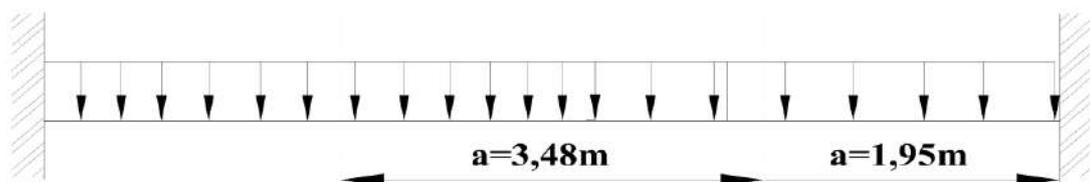


Figure VII. 4 : Répartition des chargées sur la dalle de repos

La dalle est soumise aux efforts suivants :

$$\text{Charge permanente "poids propre": } G = e \times \gamma_b = 0,2 \times 2,5 = 0,5\text{t/m}^2$$

$$\text{Épaisseur de la dalle : } e = 0,2\text{m}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 0,1\text{t/m}^2$$

$$\text{ELU: } q_u = 1,35.G + 1,5.Q \Rightarrow q_u = 0,825\text{t/m}^2$$

$$\text{ELS: } q_{ser} = G + Q \Rightarrow q_{ser} = 0,60\text{t/m}^2$$

VII-5-1- calcul les moments fléchissant et l'effort tranchant :

Le calcul se fera en utilisant les tables de **BARRES** avec un coefficient de poisson $\nu = 0$

Le moment radial:
$$M_r = \frac{qa^2}{16} [(1+\nu) - (3+\nu)\rho^2] = \frac{qa^2}{16} [1 - 3\rho^2]$$

Le moment tangential:
$$M_\phi = \frac{qa^2}{16} [(1+\nu) - (1+3\nu)\rho^2] = \frac{qa^2}{16} [1 - \rho^2]$$

Avec :
$$\rho = \frac{r}{a}$$

A L'ELS:

$$M_r = (0,421 - 1,263\rho^2) \cdot 10^{-2}$$

$$M_\phi = (0,421 - 0,421\rho^2) \cdot 10^{-2}$$

r (m)	ρ	$M_{r.ser}(MN/ml)$	$M_{\phi.ser}(MN/ml)$
0	0	$0,421 \cdot 10^{-2}$	$0,421 \cdot 10^{-2}$
3,35	1	$-0,842 \cdot 10^{-2}$	0

A L'ELU:

$$M_r = (0,579 - 1,736\rho^2) \cdot 10^{-2}$$

$$M_\phi = (0,579 - 0,579\rho^2) \cdot 10^{-2}$$

r (m)	ρ	$M_{r.ser}(MN/ml)$	$M_{\phi.ser}(MN/ml)$
0	0	$0,579 \cdot 10^{-2}$	$0,579 \cdot 10^{-2}$
3,35	1	$-1,157 \cdot 10^{-2}$	0

VII-5-2- Calcule du ferrailage :

VII-5-2-1- Armatures radiales :

- **Armatures inférieures :**

1. A L'ELS:

$$M_{r.ser} = 0,421 \cdot 10^{-2} MN.m/ml$$

$$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = 0,527$$

avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$ et $\overline{\sigma_s} = 201,63MPa$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0,217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}}$$

$$M_{rb} = 0,217 \times 15 \times 0,18^2 \times 1 = 0,105 MN.m/ml$$

$$M_{r \text{ ser}} < M_{rb} \Rightarrow A_{r \text{ ser}} = 0$$

$$Z_r = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,115\text{m} \quad \Leftrightarrow \quad A_{r \text{ ser}}^{\text{inf}} = \frac{M_{r \text{ ser}}}{Z_r \cdot \sigma_s} = 1,816 \text{cm}^2/\text{ml}$$

2. A L'ELU :

$$M_{ru} = 0,579 \cdot 10^{-2} \text{MN.m/ml}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85}{\gamma_b} \cdot f_{c28} = 14,17 \text{MPa} \quad ; \quad \text{avec: } \gamma_b = 1,5 \quad \text{et } f_{c28} = 25 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,579 \cdot 10^{-2}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,0126$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A_{ru} = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}\right) = 0,0126$$

$$W = d(1 - 0,4\alpha) = 0,179\text{m}$$

$$A_{ru}^{\text{inf}} = \frac{M_{ru}}{Z \cdot \sigma_{s10}} = 0,931 \text{cm}^2/\text{ml} \quad ;$$

$$\text{Avec: } \overline{\sigma}_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{MPa} \quad (\gamma_s = 1,15 ; f_e = 400 \text{MPa})$$

$$A_r^{\text{inf}} = \max(A_{r \text{ ser}}^{\text{inf}}, A_{ru}^{\text{inf}}) = 1,816 \text{cm}^2/\text{ml}$$

• Armatures supérieures :

1-A L'ELS:

$$M_{r \text{ ser}} = 0,842 \cdot 10^{-2} \text{MN.m/ml}$$

$$\alpha_r = 0,527$$

$$\mu_{rb} = 0,217$$

$$M_{rb} = 0,105 \text{MN.m/ml}$$

$$M_{r \text{ ser}} < M_{rb} \Rightarrow A_{r \text{ ser}} = 0$$

$$Z_r = 0,115\text{m}$$

$$A_{ru}^{\text{sup}} = \frac{M_{r \text{ ser}}}{Z_r \cdot \sigma_s} = 3,631 \text{cm}^2/\text{ml}$$

2-A L'ELU :

$$M_{ru} = 1,157 \cdot 10^{-2} \text{MN.m/ml}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,157 \cdot 10^{-2}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,025$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A_{ru} = 0$$

$$\alpha = 0,032 \quad ; \quad Z = 0,179\text{m}$$

$$A_{ru}^{\text{sup}} = \frac{M_{ru}}{Z \cdot \sigma_{s10}} = 1,869 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \Rightarrow \quad A_r^{\text{sup}} = \max(A_{rser}^{\text{sup}}, A_{ru}^{\text{sup}}) = 3,631 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad \text{avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_s = \max(A_{ru} ; A_{rser} ; A_{\min}) = 3,631 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 8T8/ml(4cm²/ml)

VII-5-2-2- Armatures tangentielles :

$$d = h - 0,02 - \Phi_r = 0,18 - 0,02 - 0,008 = 0,152\text{m}$$

1-A L'ELS :

$$M_{\varphi \text{ ser}} = 0,421 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

$$\alpha_r = 0,527$$

$$\mu_{rb} = 0,217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow M_{rb} = 0,217 \times 15 \times 0,152^2 \times 1 = 0,0752 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{\varphi \text{ ser}} < M_{rb} \Rightarrow A_{r \text{ ser}} = 0$$

$$Z_r = 0,115\text{m}$$

$$A_{\varphi \text{ ser}} = \frac{M_{\varphi \text{ ser}}}{Z_r \cdot \sigma_s} = 1,816 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2-A L'ELU :

$$M_{\varphi u} = 0,579 \cdot 10^{-2} \text{ MN.m/ml}$$

$$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\varphi u}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,579 \cdot 10^{-2}}{1 \times 0,152^2 \times 14,17} = 0,018$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A_{ru} = 0$$

$$\alpha = 0,023$$

$$Z = 0,149\text{m}$$

$$A_{\varphi u} = \frac{M_{\varphi u}}{Z \cdot \sigma_{s10}} = 1,117 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23.b_0.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,835\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = \max (A_{\phi u} ; A_{\phi \text{ ser}} ; A_{\min}) = 1,835 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 5T8/ml(2,5cm²/ml)

Conclusion :

- Armatures tangentielles :

$$A_{\phi} = 5\text{T8/ml}(2,5\text{cm}^2/\text{ml})$$

Espacement de 25cm

- Armatures radiales :

$$A_r^{\text{sup}} = 8\text{T8/ml}(4\text{cm}^2/\text{ml})$$

$$A_r^{\text{inf}} = 8\text{T8/ml}(4\text{cm}^2/\text{ml})$$

Espacement de 25cm

ETUDE DE LA FONDATION

VIII-1- Introduction :

Les efforts agissant sur la superstructure sont transmis à la fondation par l'intermédiaire du fût. Le rôle de la fondation est de transmettre au sol. Les charges et les surcharges dues à la superstructure dans les conditions d'assurer une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsque celui-ci est sollicité par des efforts extérieurs. C'est donc un élément essentiel à l'ouvrage.

Le choix du type de la fondation dépend essentiellement de la forme de la superstructure, de la nature du sol et de sa capacité portante. Pour ce genre de construction soumise au moment de renversement et présentant un axe de révolution, on choisira un radier circulaire pour garder les mêmes axes d'inertie, de plus seul le radier permet une répartition et une transmission homogène des charges.

VIII -2- Dimensionnement du radier :

VIII -2-1- Calcul de la hauteur du radier :

La hauteur du radier sera déterminée à partir de la condition de non poinçonnement donnée par le BAEL 91

$$h_R = \frac{\gamma_b \cdot Q_u}{0,045 \cdot U_c \cdot f_{c28}}$$

Avec :

U_c : diamètre du contour au niveau du feuillet moyen

Q_u : charge de calcul à l'ELU

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$G : \text{Poids de la structure à vide} \quad G = 1656 \text{ t}$$

$$Q : \text{Poids de l'eau} \quad Q = 1036 \text{ t}$$

$$\text{D'où : } Q_u = 3789,6 \text{ t}$$

$$U_c = 3,14 \times 8,18 = 25,68$$

$$h_R \geq \frac{2,5 \times 3844,3789 \cdot 10^{-2}}{0,045 \times 25 \times 3,14(3,14h_R + 24,42)} \quad \text{On prend: } h_R = 2,6 \text{ m}$$

VIII -2-2- Calcul du diamètre du radier :

Le diamètre du radier se calcule de façon à éviter le soulèvement de la fondation qui est dû à la présence d'une contrainte de traction dans le sol.

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

Avec:

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

M et N: étant des sollicitations à la base de la fondation

$$N = N_o + N_r + N_t$$

No: effort normal transmis à la base du fût par la ceinture inférieure

$$N_o = N_{\text{ceint}} + P_{\text{fut}} = 2571 \text{ t}$$

Nr : Poids propre du radier + Poids de la partie du fût enterré

$$N_r = \left[\frac{\pi \cdot D_R^2}{4} \times 1 + \frac{\pi \cdot 8 \cdot 18^2}{4} \times 2 + \frac{1}{2} \times \frac{\pi}{4} (D_R^2 - 8 \cdot 18^2) \times 2 + \frac{\pi}{4} (8 \cdot 18^2 - 7 \cdot 38^2) \times 2 \right] \gamma_b$$

$$N_r = 3,4 D_R^2 + 6,95 D_R + 252,28 \quad \text{avec : } \gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$$

Nt = poids des terres

$$\gamma_t = 1,70 \text{ t/m}^3$$

$$N_t = \left[\frac{\pi}{4} (D_R^2 - 8 \cdot 18^2) \times 2 \right] \gamma_t$$

$$N_t = 1,73 D_R^2 - 178,58$$

D'où :

$$N = 6,06 D_R^2 + 6,95 D_R + 2 644,70$$

$$M = M_o + T_o \cdot h_T$$

M_o, T_o : Sollicitations dues à l'effet vent .

$$h_T = h_R + h_{\text{fût enterré}} = 2 + 2,6 = 4,6 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_o = 183,07 \text{ tm} \\ T_o = 6,98 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow M 221,178 \text{ tm}$$

$$A = \frac{\pi}{4} D_R^2$$

$$W = \frac{\pi \cdot D_R^3}{32}$$

$$\bullet \text{ Condition de non soulèvement : } \sigma_2 = \frac{N}{\frac{\pi}{4} D_R^2} - \frac{M}{\frac{\pi}{32} D_R^3} \geq 0$$

$$\Leftrightarrow N \cdot D_R \geq 8 \cdot M$$

On aura :

$$6,06 \cdot D_R^3 + 6,95 D_R^2 + 2644,7 D_R \geq 8 \times 221,178$$

$$\Rightarrow D_R \geq 16,57 \text{ m}$$

On prend : $D_R = 17 \text{ m}$

- **Condition de non poinçonnement de rigidité :** $h_R \geq \frac{D_R - d_{ext}}{4}$

$h_R \geq = 2.205 \rightarrow h_R = 2.6 \dots\dots c \text{ vérifiée.}$

VIII -4- Calcul des efforts à la base du radier :

VIII -4-1- Situation durable ou transitoire :

Sous l'effet du vent, on considère les deux états limites (ELU, ELS) pour le cas de plus défavorable la cuve vide.

$$\text{Avec: } \begin{cases} N^V_0 = 1535 \text{ t} \\ N_R = 926,31 \text{ t} \\ N_t = 385,28 \text{ t} \\ T^V_0 = 6,73 \text{ t} \\ M^V_0 = 177,64 \text{ t.m} \end{cases}$$

M^V_0 et T^V_0 : sont les sollicitations dues au vent à la base du fût pour cuve vide

• **A L'ELS:**

$$\begin{aligned} N^V_{ser} &= N^V_{oser} + N_R + N_t & \text{D'où: } & \begin{cases} N^V_{ser} = 2\ 846,59 \text{ t} \\ M^V_{ser} = 208,598 \text{ tm} \end{cases} \\ M^V_{ser} &= M^V_0 + T^V_0 \cdot h \end{aligned}$$

• **A L'ELU:**

$$\begin{aligned} N^V_u &= N^V_{0u} + N_R + N_t & \text{D'où: } & \begin{cases} N^V_u = 3\ 383,84 \text{ t} \\ M^V_u = 281,60 \text{ t.m} \end{cases} \\ M^V_u &= 1,35 M^V_{ser} \end{aligned}$$

VIII -5 -Distribution des contraintes dans le sol :

VIII -5-2- Sous l'effet du vent (ELS)

$$\text{L'excentricité } e = \frac{M^V_{ser}}{N^V_{ser}} = 0,073 < 2,5\text{m}$$

Le sol sous la fondation est entièrement comprimé, pas de soulèvement.

D'où:

$$\sigma_1 = 0,160\text{MPa} \quad \sigma_2 = 0,137\text{MPa}$$

$$\text{On vérifie que: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,086 \text{ MPa} < 0,42 \text{ MPa} \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9})$$

VIII -6- V\u00e9rification de la stabilit\u00e9 de l'ouvrage :

VIII -6-1- V\u00e9rification au renversement

On doit v\u00e9rifier que: $\frac{M_{st}}{M_R} \geq F$

Avec:

M_{st} = moment stabilisant.

M_R = moment de renversement.

F : coefficient de s\u00e9curit\u00e9 (F = 2)

VIII -6-1-1- Calcul du moment renversant

Le moment renversant est donn\u00e9 par :

$$M_R = M_u = 281,60 \text{ tm}$$

M_u : \u00e9tant le moment d\u00fb \u00e0 l'effet de vent

VIII -6-1-2- Calcul du moment stabilisant :

$$M_{st} = N_u \left[\frac{D}{2} - e \right] \quad ; \quad e = \frac{M_R}{N_u} \quad ; \quad F = \frac{M_{st}}{M_{Rv}}$$

$$M_{st} = 3\,383,84 \times 8,5 = 28\,762,64 \text{ tm}$$

$$\text{Donc } M_{st}/M_r = 102,14 > 2$$

L'ouvrage est stable au renversement

VIII -6-2- V\u00e9rification du glissement :

$$\text{Condition de stabilit\u00e9 au glissement} = \frac{F_H}{F_V} < f$$

F_H : forces horizontales

F_V : forces verticales

f : coefficient de frottement (b\u00e9ton-terre, f = 0,4)

F_H = T_o = 6,73t (effort transmit \u00e0 la structure d\u00fb \u00e0 l'effet de vent)

$$F_V = N_u = 3383,84t$$

$$\frac{F_H}{F_V} = 0,009 < 0,4$$

La stabilit\u00e9 de l'ouvrage au glissement est v\u00e9rifi\u00e9e

VIII -7- Calcul du Radier :

Le radier est généralement calculé comme un plancher renversé uniformément chargé, dont les points d'appuis sont constitués par les parois du fût, et soumis à une charge répartie dirigée de bas en haut et égale à la réaction du sol diminuée du poids propre du ainsi que celui des terres qui le couvrent.

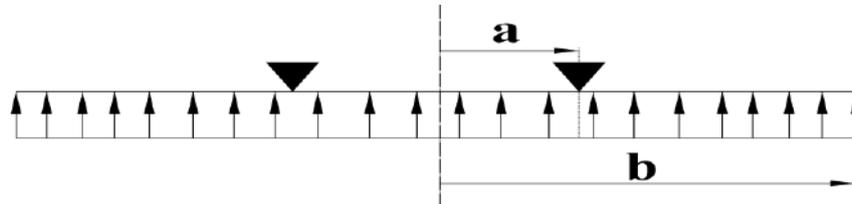


Figure : VIII -4 : Répartition des charges sur le radier

Le schéma statique :

$$a = 3,89\text{m}$$

$$b = 8.5\text{m}$$

• **A L'ELU:**

$$\sigma_u = \sigma_{\max} - \sigma_R$$

$$\sigma_{\max} = 0,457\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_u = 0,352 \text{ Mpa}$$

• **A L'ELS:**

$$\sigma_{\max} = 0,223\text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \sigma_{\text{ser}} = 0,118 \text{ Mpa}$$

Le calcul se fera en appliquant les résultats déterminés à partir les tables de BARRES pour le calcul des moments

1^{er} Cas de charge

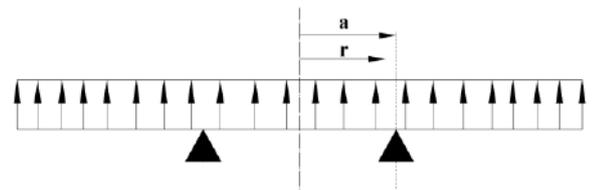
Dalle circulaire uniformément chargée

- Moment radial: $M_r = -\frac{\sigma}{16} [(3-\nu)(b^2 - r^2)]$

- Moment tangential: $M_\phi = -\frac{\sigma}{16} [(3+\nu)b^2 - (1+3\nu)r^2]$

Cas particulier: $r = b \quad \Rightarrow \quad M_r = 0$

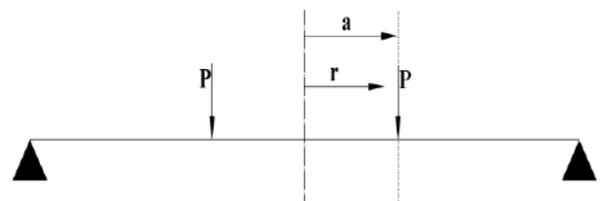
$$M_\phi = -\frac{\sigma}{8} [(1-\nu)b^2]$$



2^{ème} Cas de charge:

$$q = P.2\pi.a$$

$$q = \sigma_1.\pi.b^2$$



$$\Rightarrow P = \frac{b^2}{2a} \cdot \sigma_1$$

Pour: $0 \leq r \leq a$

$$M_r = M_\varphi = \frac{P \cdot a}{4} \left[(1 - \nu) \left(1 - \frac{a^2}{b^2} \right) - 2(1 + \nu) \ln \frac{a}{b} \right]$$

Pour: $a \leq r \leq b$

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

$$M_\varphi = \frac{P \cdot a}{4} \left[(1 - \nu) \left(1 - \frac{a^2}{b^2} \right) \right]$$

Application: $a = 3,89\text{m}$ $b = 8.5\text{m}$ $\nu = 0$

A L'ELU: $\sigma_1 = \sigma_u = 0,352 \text{ MPa}$
 $\Rightarrow P_u = 3,33 \text{ MN/ml}$

A L'ELS: $\sigma_1 = \sigma_{ser} = 0,118 \text{ MPa}$
 $\Rightarrow P_{ser} = 1,676 \text{ MN/ ml}$

Le tableau X- 3 donne les résultats des différents calculs.

Tableau VIII - 1 : Les valeurs de moment radial et tangentiel

r (m)	Moment radial M_r (MN,m/ml)				Moment tangentiel M_φ (MN,m/ml)			
	ELU		ELS		ELU		ELS	
	1 cas	2 cas	1 cas	2 cas	1 cas	2 cas	1 cas	2 cas
0	- 6,62	13,00	- 2,23	4,38	- 6,62	13,00	- 2,23	4,38
3,55	- 5,78	13,00	- 1,95	4,38	- 6,34	13,00	- 2,14	4,38
10	0,00	0,00	0,00	0,00	- 4,41	7,71	- 1,49	2,60

VIII -9- Ferrailage de la fondation :

VIII -9-1- Armatures inférieures :

VIII -9-1-1- Armatures radiales :

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

Calcul A L'ELU :

$$M_{ru} = 7,22 \text{ MN.m/ml}$$

$$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ MPa (situation accidentelle)}$$

$$d = 3 - 0,05 = 2,95 \text{ m} \quad ; \quad b_0 = 1\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = 0,045$$

$$\mu_{bu} = 0,045 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A'_u = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,056$$

$$z = d \cdot (1 - 0,4\alpha) = 2,884$$

$$A_{ru} = \frac{M_{ru}}{z \cdot \sigma_{s10}} = 62,587 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec: } \sigma_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \quad (\gamma_s = 1)$$

Calcul A l'ELS : $M_{ser} = 2,43 \text{ MN.m/ml}$

$$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = 0,527 \quad \text{avec: } \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0,217$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}} = 28,37 \text{ MN.m/ml}$$

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

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 2,43$$

$$A_{rser} = \frac{M_{rser}}{z_r \cdot \overline{\sigma_s}} = 49,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 35,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{r \text{ inf}} = \max(A_u, A_{ser}, A_{\min}) = 63,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit 8T32 /ml (64,30 cm}^2/\text{ml)}$$

VIII -9-1-2- Armatures tangentielles :

$$d = h - 0,05 - \phi_{32} = 2,918 \text{ m}$$

le calcul se fera de la même façon que pour les armatures radiales:

$$\bullet \text{ À l'ELU: } M_{\phi u} = 8,59 \text{ MN.m/ml} \Rightarrow A_u = 75,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\bullet \text{ À l'ELS : } M_{\phi ser} = 2,89 \text{ MN.m/ml} \Rightarrow A_{ser} = 58,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 35,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\phi \text{ inf}} = \max (A_{\phi \text{ qu}}, A_{\phi \text{ ser}}, A_{\text{min}}) = 75,75 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Soit } 9\text{T}32 / \text{ml}$$

VIII -9-2- Armatures supérieures :

Nous disposons dans la partie supérieure des armatures de construction qui jouent un rôle de :

- S'opposer au retrait du béton.
- Servir de support aux armatures fût.
- Éviter les fissures

$$\text{Soit : } A_s = 6\text{T}16/\text{ml} = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le présent travail élaboré a porté sur **Étude génie civil d'un réservoir surélève (château d'eau) capacité de 1000 m³** dans le but de répondre durablement aux soucis d'eau potable dans la zone GARA NORTH de la wilaya d'Ouargla.

Notre thème nous a permis non seulement d'élargir nos connaissances dans le domaine de la construction d'infrastructure hydraulique en béton armé qui est un domaine très vaste, mais aussi d'exploiter un ensemble de connaissances acquises durant notre formation d'ingénieur.

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

- Les contraintes dans le béton des différents éléments de structures sont inférieures aux contraintes limites admissibles.
- L'ouvrage est stable vis-à-vis du poinçonnement et du renversement, ce qui nous rassure de sa durabilité sur au moins 30 ans.

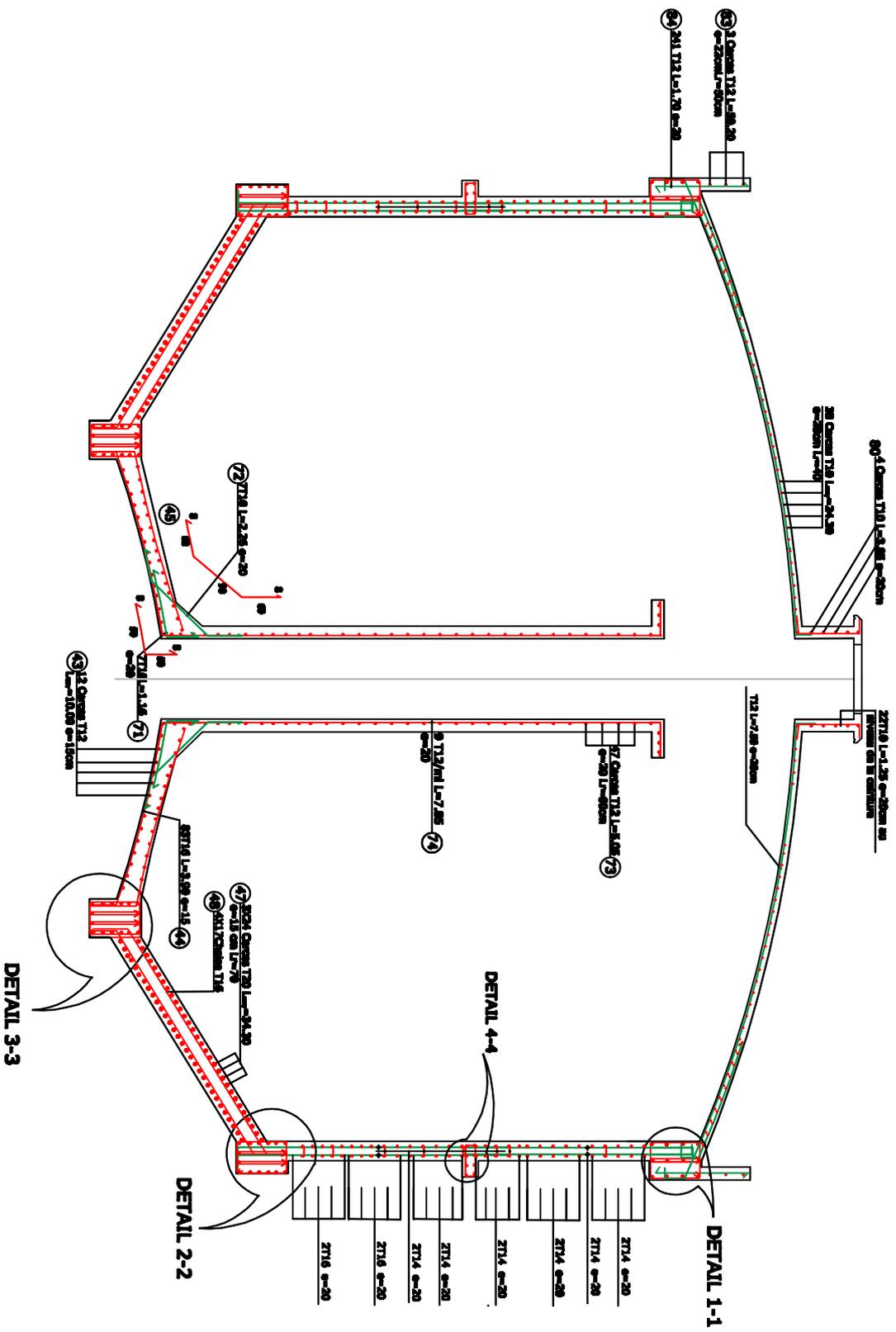
Enfin, nous espérons que ce présent travail soit fort bénéfique du côté pédagogique et puisse servir les futures promotions.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

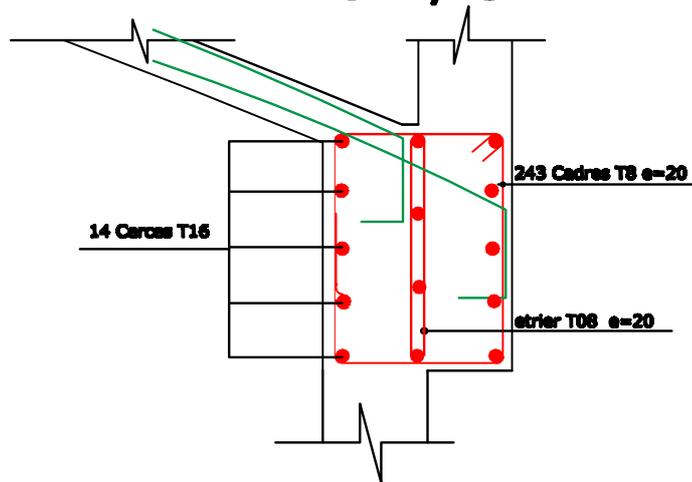
- **FASCICULE 74**, construction des réservoirs en béton
- **BELAZOUGUIE** « calcul des ouvrages en béton armé ».
- **BETON ARME AUX ETATS LIMITES (BAEL 91)**.
- **MEMOIRE DE FIN ETUDE** (étude d'un château d'eau tronconique de capacité 1500 m³ de la ville de dar el Beida (w. Alger))
- **PIERRE. CHARON** (1986). Calculs des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L. Editions EYROLLES. Paris. France.
- **TRAITE DU BETON ARME** (André Guérin).
- **LE REGLEMENT NEIGE ET VENTE 65 (NV-65)**
- **DTR-C-2-47** Règlement Neige et Vent RNV 2013
- **K. TIMOSHENKO** (1961), Théorie des plaques et coques.
DUNOD Paris. France.
- **A. GUERRIN** et **R.C. LAVAUUR** (1972), Traité de béton armé.
Tome 6. Réservoirs- châteaux d'eau. Édition DUNOD. Paris. France.

ANNEXE

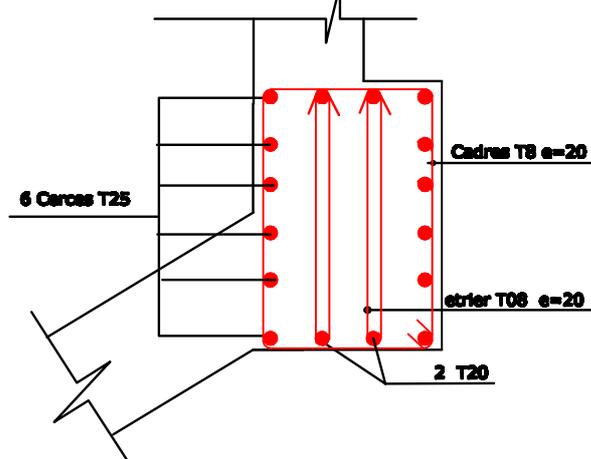
FERRAILLAGE DE LANTERNEAU ET COUPOLE SUPERIEURE



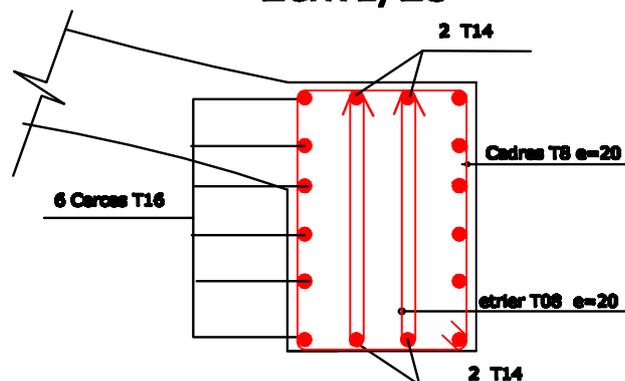
DETAIL 1-1
FERRAILLAGE DE CEINTURE SUPERIEURE
Ech:1/25



DETAIL 2-2
FERRAILLAGE DE CEINTURE INFERIEURE
Ech:1/25

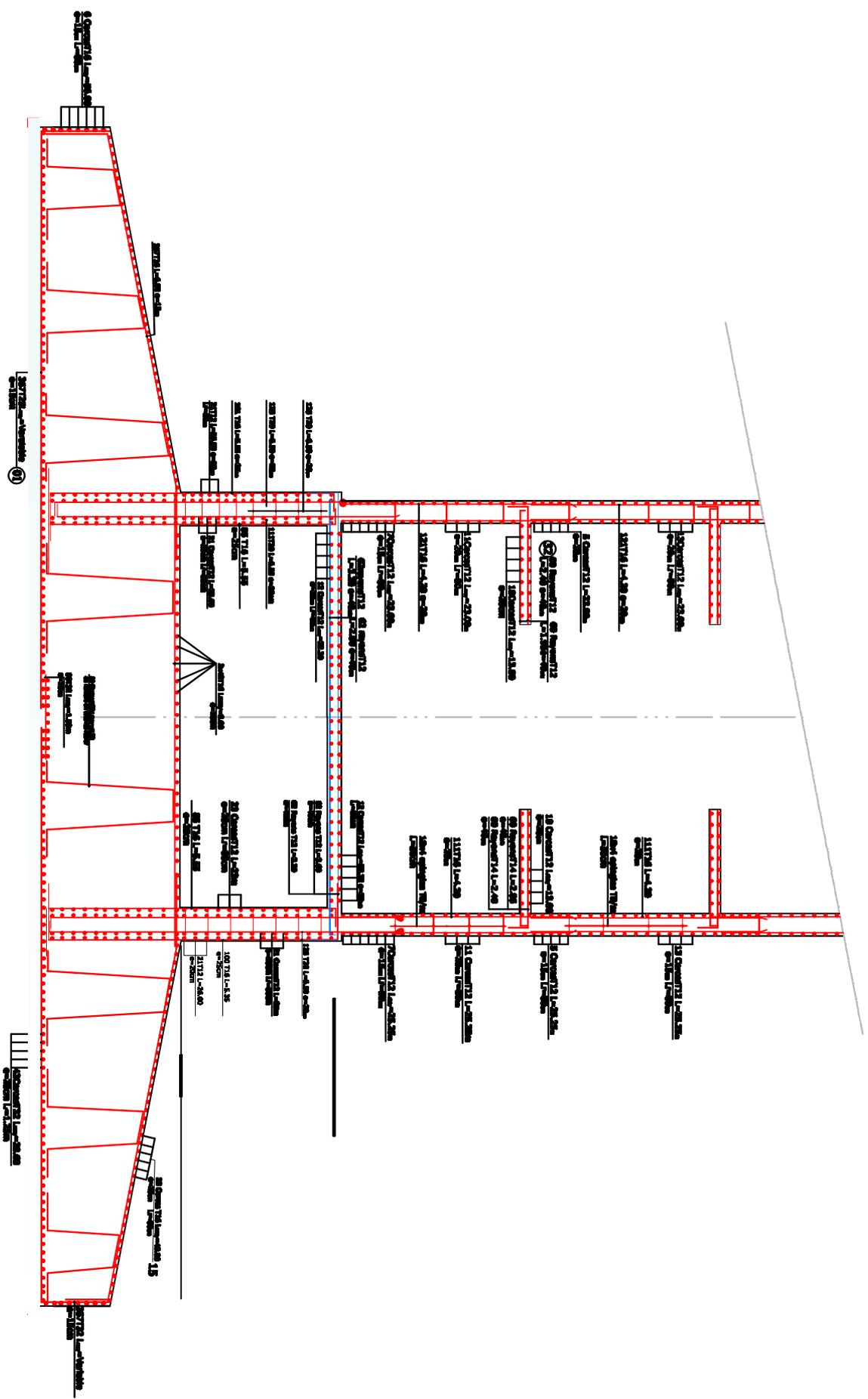


DETAIL 3-3
FERRAILLAGE DE CEINTURE D'APPUI
Ech:1/25



FERRAILLAGE DU RADIER ET PYLONE

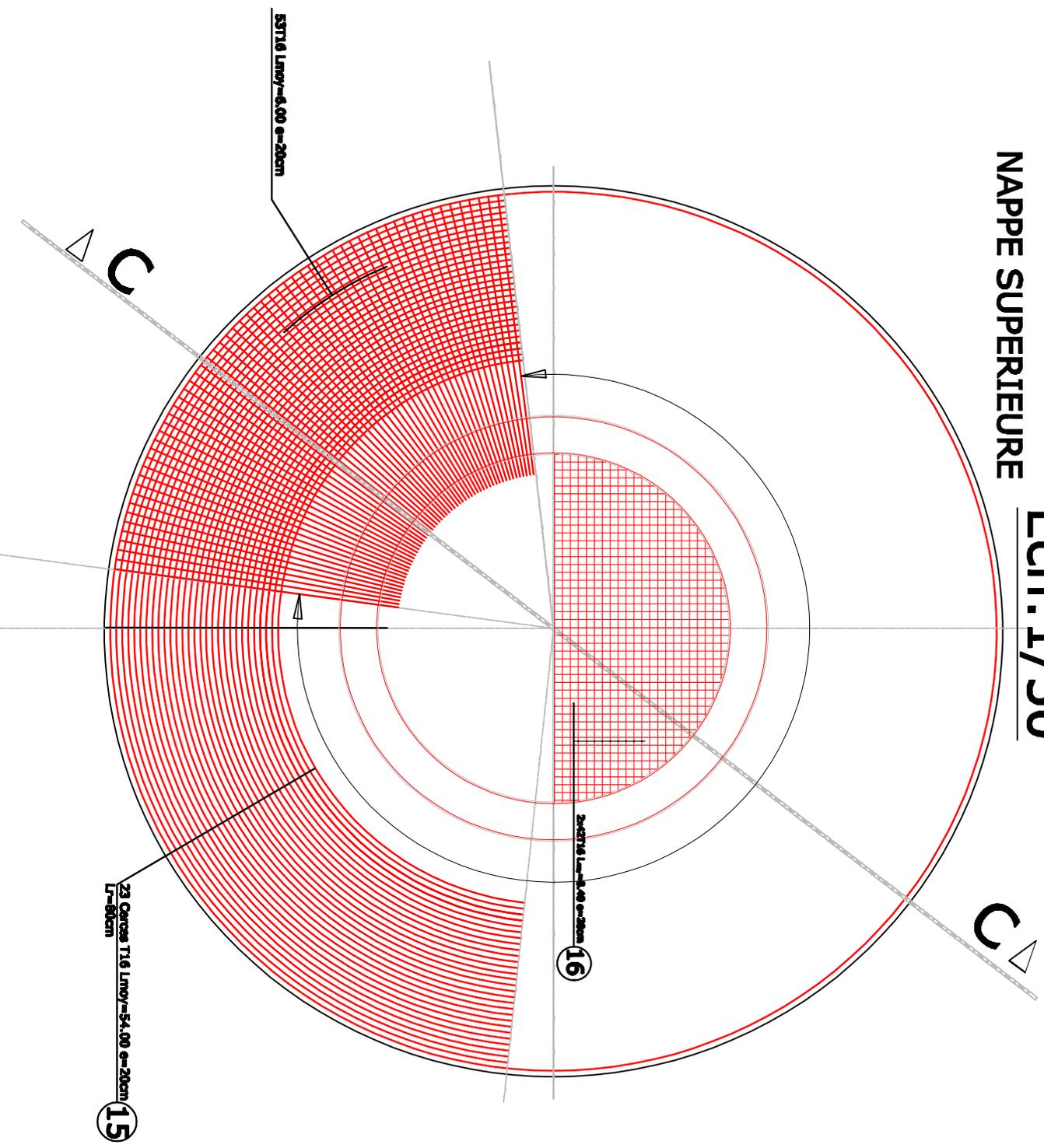
Ech: 1/50

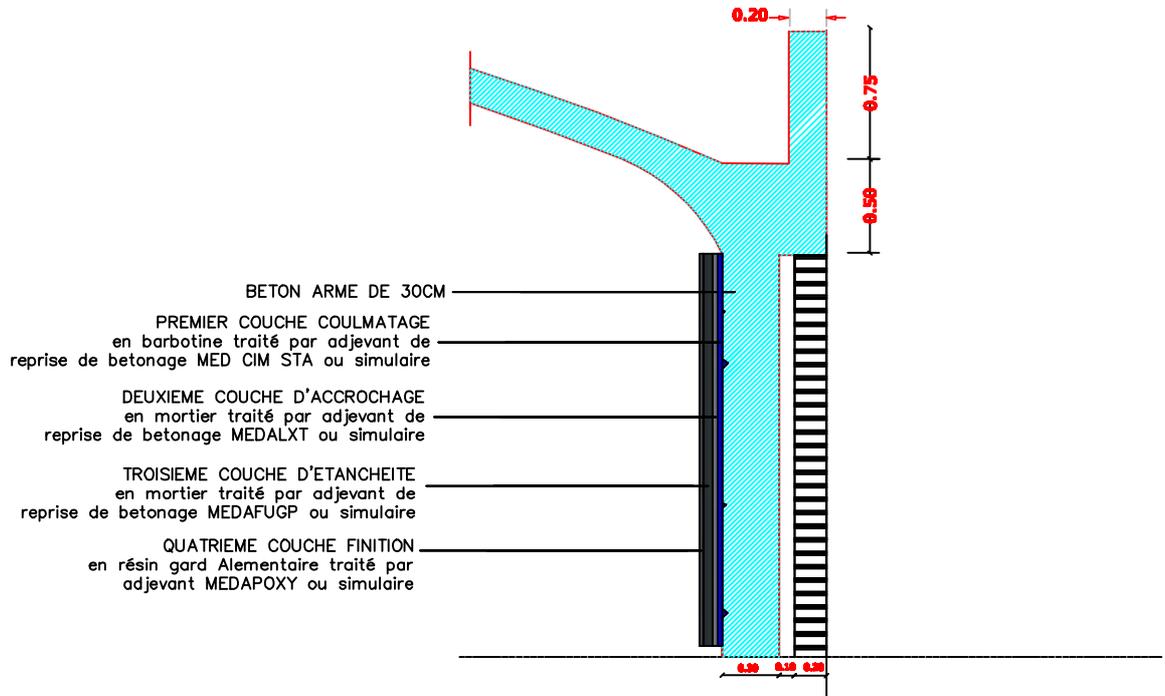


FERRAILLAGE DU RADIER

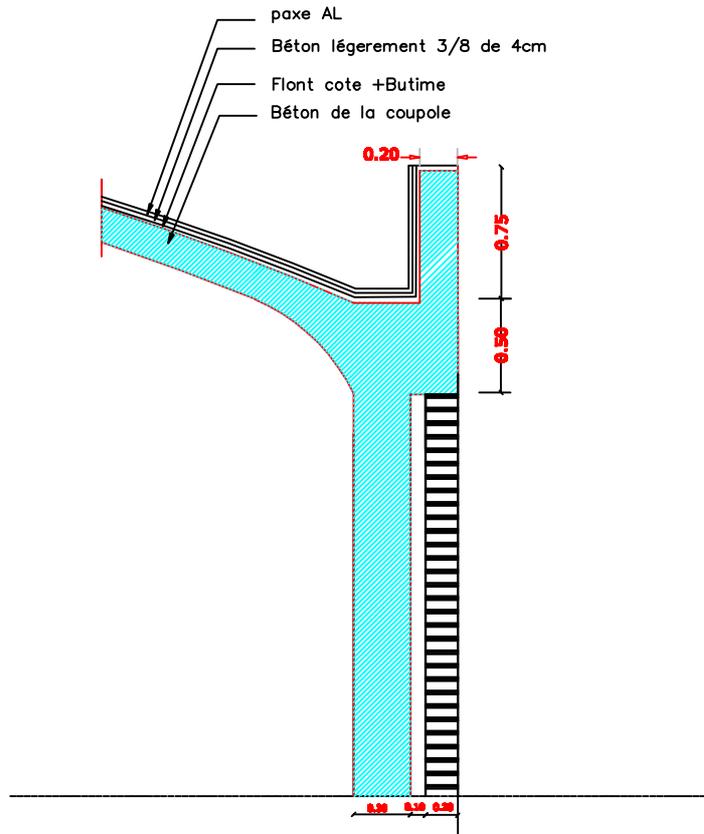
NAPPE SUPERIEURE

Ech:1/50





DETAILLE - ETANCHIETE - INT -



DETAILLE - ETANCHIETE