

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2022

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE D'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ DE BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département de Génie Civil

**Mémoire de fin d'études**

Présenté par :

**DJOUABI Sara**  
**ZOUGHA Billal**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : **Génie Civil**

Spécialité : **Structures**

Thème :

**CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT D'UN RESERVOIR**  
**D'EAU DE CAPACITE 2000 M<sup>3</sup>**

**Devant le jury composé de :**

Mme BOUMAIZA Malika	MAA	UAMOB	Président
Mr SAOUDI Brahim	MCB	UAMOB	Examineur
Mme MOHAMADI Saddika	MAA	UAMOB	Encadreur

**Année Universitaire 2021/2022**

## Remerciements

Avant tout nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage, la volonté et la santé pour mener à terme ce travail.

Nous adressons nos sincères remerciements et notre reconnaissance à notre encadrante Madame MOHAMADI. S qui nous a témoigné de sa confiance et son aide scientifique.

Nous remercions les membres de jury de nous faire l'honneur de lire ce mémoire et d'y apporter leurs commentaires.

Nous remercions Monsieur AMEZIANE Mouloud le directeur du CTH Bouira, ainsi que l'ensemble des ingénieurs, particulièrement Monsieur MERZOUZ Malek qui a mis à notre disposition tous les moyens utiles en leur possession.

Nous tenons à remercier l'ensemble des enseignants du département Génie Civil qui ont contribué à notre formation et particulier les enseignants de la spécialité « Structures ».

Nous exprimons particulièrement toute notre gratitude à nos famille qui m'a beaucoup soutenue et encouragée. Une mention particulière va à nous parents.

DJOUABI Sara

ZOUGHHA Billal

## **Dédicace**

Je dédie cet humble travail à :

### **À mon très cher Père**

Tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es. Grâce à toi papa j'ai appris le sens du travail et de la responsabilité.

### **À ma très chère mère**

Affable, honorable: vous représentez pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager

Que Dieu le tout-Puissant vous protège et vous offre une bonne santé, une longue vie et le bonheur.

À mes frères et sœurs et leurs enfants qui étaient là, présents par leur soutien et leurs encouragements durant tous ce long chemin d'études.

A toute ma famille, mes tantes, mes oncles, mes cousines et mes cousins

A mes amies, je ne peux trouver les mots justes et sincères pour vous exprimer mon affection et mes pensées, vous êtes pour moi des sœurs et des amies sur qui je peux compter. En témoignage de l'amitié qui nous unit et des souvenirs de tous les moments que nous avons passés ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

A mon collègue qui a été mon bras droit le long de ce travail, fière de partager avec toi cette réussite

**DJOUABI SARA**

## **Dédicace**

Je dédie cet humble travail à :

**A mes très chers parents** en signe de mes profondes et affectueuses reconnaissances pour leur amour sans mesure, tous les sacrifices, le soutien, les tolérances et les encouragements qu'ils ont bien voulu consentir pour moi. Tous les mots restent faibles pour leur exprimer mes sentiments et qu'ils acceptent seulement ces lignes en guise de témoignage

À mes frères et à ma sœur qui étaient là, présents par leur soutien et leurs encouragements durant tous ce long chemin d'études.

A toute ma famille, mes tantes, mes oncles, mes cousines et mes cousins

Enfin à tous ceux et celles qui ont contribué de près ou de loin pour mener à terme ce travail, je vous dis merci

**ZOUGHA Billal**

## Résumé

Depuis que l'Algérie connaît le phénomène de sécheresse et de pénurie d'eau, la nécessité de construire des réservoirs et des barrages s'est accrue afin de lutter contre ce phénomène.

Ce travail présente une étude détaillée sur la conception et le dimensionnement d'un réservoir d'eau rectangulaire de capacité de 2000 m<sup>3</sup> en béton armé implantée à la commune de M'chedallah dans la wilaya de Bouira qui est classée comme une zone de moyenne sismicité selon le RPA 2003.

La conception et le dimensionnement de ce réservoir d'eau ont été choisis sur la base du calcul des différents éléments composant l'infrastructure et la superstructure de cet ouvrage, ainsi pour pallier au manque de ressources en eau et la non régulation de la distribution de l'eau dans la région d' M'chedallah.

La simulation numérique du réservoir a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

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

### **Mots clés :**

Réservoir, étude hydrodynamique, modélisation, parois, M'chedallah.

## **Abstract**

Since Algeria is experiencing the phenomenon of drought and water shortage, the need to build reservoirs and dams has increased in order to fight against this phenomenon.

This work presents a detailed study on the design and sizing of a rectangular water tank with a capacity of 2000 m<sup>3</sup> in reinforced concrete located in the commune of M'chedallah in the wilaya of Bouira which is classified as a zone of medium seismicity according to RPA 2003.

The design and sizing of this water reservoir were chosen on the basis of the calculation of the various elements making up the infrastructure and the superstructure of this work, thus to compensate for the lack of water resources and the non-regulation of the distribution of water in the region of M'chedallah.

The numerical simulation of the reservoir was carried out using the Robot Structural Analysis software.

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

### **Key words:**

Reservoir, hydrodynamic study, modelling, walls, M'chedallah.

## ملخص

منذ أن شهدت الجزائر ظاهرة الجفاف ونقص المياه، ازدادت الحاجة إلى بناء الخزانات والسدود من أجل مكافحة هذه الظاهرة.

يقدم هذا العمل دراسة تفصيلية لتصميم وتحجيم خزان مياه مستطيل بسعة 2000 م<sup>3</sup> من الخرسانة المسلحة يقع ببلدية مشد الله بولاية البويرة المصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة. RPA 2003

تم اختيار تصميم وحجم خزان المياه هذا على أساس حساب العناصر المختلفة المكونة للبنية التحتية والبنية الفوقية لهذا العمل، وبالتالي تعويض نقص الموارد المائية وعدم تنظيم توزيع المياه في منطقة مشد الله

تم إجراء المحاكاة العددية للخزان باستخدام برنامج Robot Structural Analysis.

يتم ترجمة النتائج التي تم الحصول عليها من خلال التعزيز المناسب للعناصر المختلفة التي يتكون منها العمل.

### الكلمات المفتاحية:

الخزان، الدراسة الهيدروديناميكية، النمذجة، الجدران، مشد الله.

<b>Remerciements.....</b>	<b>i</b>
<b>Dédicace.....</b>	<b>iii</b>
<b>Résumé.....</b>	<b>iv</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>v</b>
<b>ملخص.....</b>	<b>vi</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE 01:GENERALITES SUR LES RESERVOIRS .....</b>	<b>2</b>
I.1 Définition.....	3
I.2 Les fonctions des réservoirs .....	4
I.3 Les types de réservoirs .....	4
I.3.1 Châteaux d'eau .....	4
I.3.2 Réservoirs d'eau semi-enterrés ou enterrés .....	6
I.3.3 Châteaux d'eau ou réservoirs avec supprimeur.....	7
I.4 L'emplacement des réservoirs .....	8
I.5 Procédure de nettoyage.....	9
I.6 Classement des ouvrages selon le fascicule74 .....	9
I.7 Classification des réservoirs .....	11
I.8 Contraintes à prendre en compte dans la conception d'un réservoir .....	12
I.8.1 Contraintes liées au contenu .....	12
I.8.2 Contraintes liées au contenant .....	12
I.8.3 Contraintes liées à l'exploitation .....	13
I.8.4 Contraintes liées à l'environnement : Terre. Air. Eau.....	13
I.9 La problématique des très grands réservoirs .....	14
I.9.1 La 1 <sup>ère</sup> solution : cas des joints souples .....	14
I.9.2 La 2 <sup>ème</sup> solution structure en voutes minces .....	15
I.10 Conclusion .....	16

<b>CHAPITRE 02:REGLEMENTATION ET MATERIAUX DE CONSTRUCTION.....</b>	<b>17</b>
II.1 Règlements de calcul .....	18
II.2 Dispositions et règles fixées par le fascicule 74 [8] .....	18
II.3 Matériaux de construction .....	23
II.3.1 Le béton .....	23
II.3.2 L'acier pour armatures de béton armé .....	28
II.4 Caractéristiques du remblai .....	31
<b>CHAPITRE 3:ETUDE DE CONCEPTION .....</b>	<b>33</b>
III.1 Introduction.....	34
III.2 La sismicité de la région .....	34
III.3 Caractéristiques du réservoir d'eau.....	35
III.4 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir .....	35
III.5 Les effets à prendre en compte .....	36
III.6 Etude de conception.....	36
III.6.1 La vue en plan du réservoir .....	37
III.6.2 Conception de la cuve .....	37
III.6.3 Conception du chambre des vannes (ou chambre de manœuvre) .....	41
<b>CHAPITRE 04:PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....</b>	<b>43</b>
IV.1 Introduction.....	44
IV.2 Pré-dimensionnement des éléments.....	44
IV.2.1 Les planchers .....	44
IV.2.2 Les poutres.....	44
IV.2.3 Les escaliers.....	46
IV.2.4 Les poteaux.....	47
IV.2.5 Les parois en béton armé.....	50
IV.2.6 Radier général.....	51

## *Sommaire*

---

IV.3	Descente de charges .....	51
IV.3.1	Introduction .....	51
IV.3.2	Poids de lanterneau .....	51
IV.3.3	Le poids de la couverture .....	53
IV.3.4	Poids des parois .....	54
IV.3.5	Poids de l'eau .....	54
IV.3.6	Poids des poteaux .....	55
IV.3.7	Poids de la retombée poutre .....	55
IV.3.8	Poids de L'Acrotère.....	55
IV.3.9	Poids des escaliers .....	55
IV.3.10	Poids de chambre des vannes .....	56
IV.4	Charges et surcharges .....	58
IV.4.1	La pression hydraulique .....	58
IV.4.2	La poussée des terres .....	59
IV.4.3	La poussée dynamique des terres .....	60
IV.4.4	Effet de la température .....	61
IV.4.5	Charge de neige .....	63
<b>CHAPITRE 05:ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES .....</b>		<b>64</b>
V.1	Calcul de lanterneau .....	65
V.1.1	Calcul de la dalle de lanterneau .....	65
V.1.2	Calcul du voile rectangulaire .....	70
V.1.3	Schéma du ferrailage .....	73
V.2	Étude de l'acrotère.....	73
V.2.1	Définition.....	73
V.2.2	Evaluation des charges appliquées sur l'acrotère .....	74
V.2.3	Calcul des moments et des efforts .....	75
V.2.4	Ferrailage de l'acrotère.....	76

## *Sommaire*

---

V.2.5	Schéma de ferrailage .....	81
V.3	Étude de la couverture .....	82
V.3.1	Introduction .....	82
V.3.2	Le panneau a pour dimensions .....	82
V.3.3	Estimation Des Charges .....	82
V.3.4	Schéma de Ferrailage .....	87
V.4	Etude des escaliers.....	87
V.4.1	Calcule le ferrailage des escaliers .....	87
V.4.2	Poutre palière.....	89
V.4.3	Schéma de ferrailage des escaliers .....	91
<b>CHAPITRE 06:</b>	<b>L’ETUDE HYDRODYNAMIQUE .....</b>	<b>92</b>
VI.1	Généralité.....	93
VI.2	Les différentes méthodes de calcul proposées .....	96
VI.3	Modélisation selon HOUZNER.....	97
VI.4	Organigramme de calcul .....	99
VI.5	Vérification à faire .....	105
<b>CHAPITRE 07:</b>	<b>ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS .....</b>	<b>111</b>
VII.1	L’étude des poutres .....	112
VII.1.1	Dimensionnement aux états limites ultimes .....	112
VII.1.2	Hypothèses de calcul .....	112
VII.1.3	Poutre principale a l’ELU.....	113
VII.1.4	Schéma de ferrailage .....	117
VII.1.5	Poutre secondaire a l’ELU.....	118
VII.1.6	Schéma de ferrailage .....	125
VII.2	Etude des poteaux .....	125
VII.2.1	Introduction .....	125
VII.2.2	Hypothèses de calcul .....	125

## *Sommaire*

---

VII.2.3 Calcul du ferrailage du poteau.....	126
VII.2.4 Schéma de ferrailage des poteaux .....	129
VII.3 L'étude des parois .....	130
VII.3.1 Introduction .....	130
VII.3.2 Étapes de calcul .....	130
VII.3.3 Calcul des contraintes limites.....	130
VII.3.4 Calcul du ferrailage .....	132
VII.3.5 Schéma de ferrailage des parois : .....	142
<b>CHAPITRE 08:ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....</b>	<b>144</b>
VIII.1 Introduction.....	145
VIII.2 Choix de type de fondation .....	145
VIII.3 Etude du radier .....	146
VIII.3.1 Dimensionnement du radier .....	146
VIII.3.2 Calcul des sollicitations .....	146
VIII.3.3 Vérification.....	148
VIII.3.4 Ferrailage du Radier .....	150
VIII.3.5 Evaluation des charges et surcharges .....	151
VIII.3.6 Calcul des sollicitations .....	151
VIII.3.7 Schéma de ferrailage .....	154
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>155</b>
<b>Références bibliographiques .....</b>	<b>157</b>
<b>Logiciels.....</b>	<b>158</b>
<b>annex.....</b>	<b>159</b>

# **LISTE DES FIGURES**

---

## **Chapitre 01**

Figure I. 1 Réservoir rectangulaire en béton arme .....	3
Figure I. 2 Les fonctions des réservoirs.....	4
Figure I. 3 Château d'eau .....	5
Figure I. 4 Schéma de fonctionnement d'un château d'eau .....	6
Figure I. 5 Procédure de nettoyage.....	9
Figure I. 6 Classification des réservoirs .....	11
Figure I. 7 Emplacement de waterstop.....	15
Figure I. 8 Waterstop.....	15

## **Chapitre 02**

Figure II. 1 Gradient thermique entre les 2 faces de la paroi.....	19
Figure II. 2 Diagramme contrainte – déformation sous sollicitation de compression du béton.....	28
Figure II. 3 Diagramme contrainte- déformation pour l'acier.....	30

## **Chapitre 03**

Figure III. 1 Réservoir 2000m <sup>3</sup> .....	34
Figure III. 3 La vue en plan du réservoir étudiant.....	37
Figure III. 4 Les types de parois du réservoir.....	38
Figure III. 5 Dalle pleine sur 4 appuis .....	39
Figure III. 6 Piliers .....	39
Figure III. 7 Radier général .....	40

## **Chapitre 04**

Figure IV. 1 Pré dimensionnement de paroi de réservoir.....	51
Figure IV. 2 La section des parois.....	54
Figure IV. 3 la pression de l'eau .....	59
Figure IV. 4 Poussée des terres .....	60
Figure IV. 5 Poussée dynamique des terres.....	61
Figure IV. 6 Gradient thermique .....	62

## **Chapitre 05**

Figure V. 1 Schéma statique de la dalle reposant sur le voile.....	65
Figure V. 2 Schéma statique du voile.....	70
Figure V. 3 Schéma de ferrailage du voile rectangulaire de lanterneau.....	73

## **LISTE DES FIGURES**

---

Figure V. 4 Schéma et coupe transversal de l'acrotère. ....	74
Figure V. 5 Diagramme des efforts à l'ELU. ....	76
Figure V. 6 Section de calcul d'acrotère. ....	76
Figure V. 7 Schéma de ferrailage d'acrotère. ....	81
Figure V. 8 Schéma de ferrailage de la couverture ....	87
Figure V. 9 Schéma statique des escaliers.....	88
Figure V. 10 Schéma statique de la poutre palière ....	90
Figure V. 11 Schéma de ferrailage des escaliers.....	91

### **Chapitre 06**

Figure VI. 1 La composante horizontale du séisme peut entraîner un soulèvement....	94
Figure VI. 2 La composante verticale du séisme augmente la gravité, donc les pressions du fluide.....	94
Figure VI. 3 Effet du balancement du fluide sur un toit flottant sur le fluide contenu	95
Figure VI. 4 Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion..	95
Figure VI. 5 Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillations sur les parois.....	96
Figure VI. 6 Equivalent mécanique des pressions d'oscillation : actions sur les parois et sur la base .....	96
Figure VI. 7 Réservoir rectangulaire soumis à une accélération maximale $a_m$ .....	100
Figure VI. 8 Spectre de vitesse, séisme d'El Centro (1940) .....	103
Figure VI. 9 Hauteur de la vague $d$ .....	107
Figure VI. 12 Hauteur de la vague $d$ .....	109

### **Chapitre 07**

Figure VII. 1 Sollicitation des moments « poutres » .....	113
Figure VII. 2 Sollicitation des moments à l'ELU poutre principale .....	113
Figure VII. 3 Sollicitation des moments à l'ELS poutre secondaire .....	113
Figure VII. 4 Sollicitation des efforts tranchant à l'ELU poutre principale.....	113
Figure VII. 5 Schéma ferrailage de la poutre principale .....	117
Figure VII. 6 Sollicitation des moments à l'ELS poutre secondaire .....	118
Figure VII. 7 Sollicitation des moments à l'ELU poutre secondaire .....	118
Figure VII. 8 Sollicitation des efforts tranchant à l'ELU poutre secondaire.....	118
Figure VII. 9 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire .....	125
Figure VII. 10 Les efforts agissant sur le poteau.....	126

## ***LISTE DES FIGURES***

---

Figure VII. 11 Diagramme des moments des poteaux .....	126
Figure VII. 12 Schéma de ferrailage des poteaux .....	129
Figure VII. 13 Sollicitation des moments et les efforts normaux à L'ELU .....	133
Figure VII. 14 Cartographies des moments horizontal et verticale de la paroi b.....	136
Figure VII. 15 cartographies des moments horizontal et verticale de la paroi c.....	139
Figure VII. 16 Schéma de ferrailage de paroi a .....	142
Figure VII. 17 Schéma de ferrailage de la paroi b .....	142
Figure VII. 18 Schéma de ferrailage de paroi intérieure .....	143

### **Chapitre 08**

Figure VIII. 1 Cartographie des moments de radier a l'ELU.....	147
Figure VIII. 2 Diagramme des contraintes verticales sous le radier .....	148
Figure VIII. 3 Diagramme des contraintes verticales sous le radier .....	148
Figure VIII. 1 Schéma de ferrailage de radier.....	154

# **LISTE DES TABLEAUX**

---

## **Chapitre 02**

Tableau II. 1 Valeurs de $\theta$ en fonction de la durée.....	27
Tableau II. 2 Caractéristiques mécaniques des aciers .....	29
Tableau II. 3 Valeur minimale d'enrobage.....	31
Tableau II. 4 Valeurs du module de rigidité selon la nature du sol.....	32

## **Chapitre 03**

Tableau III. 1 Coefficient d'accélération de zone A.....	35
--	----

## **Chapitre 04**

Tableau IV. 1 Descente de charge.....	49
Tableau IV. 2 Le poids de l'étanchéité et l'enduit de ciment.....	52
Tableau IV. 3 Valeurs des poids surfacique des trois couches.....	53
Tableau IV. 4 Poids propre de palier.....	55
Tableau IV. 5 Poids propre de paillasse .....	56
Tableau IV. 6 Le poids total du réservoir d'eau.....	58

## **Chapitre 05**

Tableau V. 1 Calcul des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	66
Tableau V. 2 Calcul des moments en travée et sur appui dans les deux directions .....	66
Tableau V. 3 Moments retenus en travée et sur appui .....	67
Tableau V. 4 Calcul des efforts tranchants.....	67
Tableau V. 5 Tableau de calcul des armatures longitudinales .....	68
Tableau V. 6 La charge permanente de l'acrotère.....	74
Tableau V. 7 Poids surfacique de la couverture .....	82
Tableau V. 8 Calcul des coefficients $\mu_x$ et $\mu_y$ .....	83
Tableau V. 9 Calcul des moments en travée et sur appui dans les deux directions .....	84
Tableau V. 10 Moments retenus en travée et sur appui .....	84
Tableau V. 11 Calcul des efforts tranchants.....	85
Tableau V. 12 Tableau de calcul des armatures longitudinales .....	85

## **Chapitre 07**

Tableau VII. 1 Vérification du cisaillement du béton.....	122
Tableau VII. 2 Vérifications de Contrainte de compression dans le béton .....	123
Tableau VII. 3 Vérifications de l'influence de l'effort tranchant.....	123

## *LISTE DES TABLEAUX*

---

Tableau VII. 4 Vérifications des 3 conditions.....	124
Tableau VII.5 Ferrailage sous MX.....	128
<b>Chapitre 08</b>	
Tableau VIII. 1 Résumé de calcul de ferrailage.....	153

---

## **INTRODUCTION GENERALE**

---

## ***INTRODUCTION GENERALE***

---

L'homme a besoin d'eau dans ses différentes activités, et souvent en grande quantité, à cet effet qu'il a eu l'idée de la stocker dans des réservoirs.

L'avancée technologique a permis de faire des constructions très importantes et fascinantes dans le cadre de stockage comme les châteaux d'eau, les silos et les réservoirs de grande capacité de stockage.

Depuis que l'Algérie connaît le phénomène de sécheresse et de pénurie d'eau, la nécessité de construire des réservoirs et des barrages s'est accrue afin de lutter contre ce phénomène.

Le bon fonctionnement du réservoir se base principalement sur son étude détaillée, cette étude doit tenir compte de toutes les conditions qui influent sur l'ouvrage pendant son exploitation. L'action de l'eau constitue en effet l'une des principales causes d'apparition de désordres structurels.

L'objectif de notre travail est la conception et le dimensionnement d'un réservoir de capacité 2000 m<sup>3</sup> en béton armé qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien version 2003 comme un ouvrage d'importance vitale, il est situé à la commune de M'chedallah qui est classée comme une zone de moyenne sismicité ( Zone IIa) .

Pour se faire, le présent mémoire est divisé en huit chapitres :

- Le premier chapitre présente une recherche bibliographique sur les réservoirs
- Le deuxième chapitre traite la réglementation en vigueur pour le calcul des réservoirs et les caractéristiques des matériaux de construction utilisés.
- Le troisième chapitre présente une description du réservoir objet de cette étude et son lieu d'implantation.
- Le quatrième chapitre consiste à évaluer les charges et les surcharges qui sollicitent le réservoir et au pré-dimensionnement des éléments structuraux et non-structuraux.
- Le cinquième chapitre consiste au calcul des sections de ferrailage de l'ensemble des éléments secondaires (lanterneau, l'acrotère, la couverture, les escaliers)
- Le sixième chapitre présente une étude hydrodynamique en utilisant la méthode de HOUZNER afin de vérifier la stabilité au renversement du réservoir.
- Le septième chapitre consiste au calcul des sections de ferrailage des éléments porteurs (poteaux, les poutres, les parois)
- Le huitième chapitre présente l'étude d'infrastructure du réservoir (Radier général).

---

**I. CHAPITRE 01**

---

**GENERALITES SUR LES RESERVOIRS**

---

## I.1 Définition

On appelle “réservoir” (citernes, châteaux d’eau, piscines, etc.), les structures qui sont destinées à contenir des fluides. Ces fluides peuvent être de l’eau (potable ou usée), pétroles, lait, etc. D’autre part, certains réservoirs ont pour but de stocker des produits nutritifs comme le blé. Les réservoirs sont parmi les moyens de stockage les plus utilisés dans de nombreuses industries, notamment dans les industries pétrolières, gazières et pétrochimiques.

Le principal objectif des réservoirs est le bon stockage du contenu sans aucune fuite avec l’extérieur. Donc, les critères de dimensionnement sont plus sévères que pour une construction classique. En effet, les réservoirs sont plus complexes en matière de dimensionnement, d’étude et de prise en charge (volet sécuritaire).

L’étude et la construction des réservoirs de stockage sont régies par des normes et des codes qui regroupent un ensemble de dispositions considérées comme minimales pour la sécurité. Ces règles concernent la conception, le calcul, le choix des matériaux, la construction, la soudure, les contrôles et les essais de résistance. Les documents existants sont peu nombreux

Ce sont tous des documents nationaux, mais leur audience s’étend largement au-delà des frontières des pays émetteurs au profit des pays qui ne possèdent pas de réglementation propre. [1]



**Figure I. 1** Réservoir semi-enterré rectangulaire de LINASFrance

## I.2 Les fonctions des réservoirs

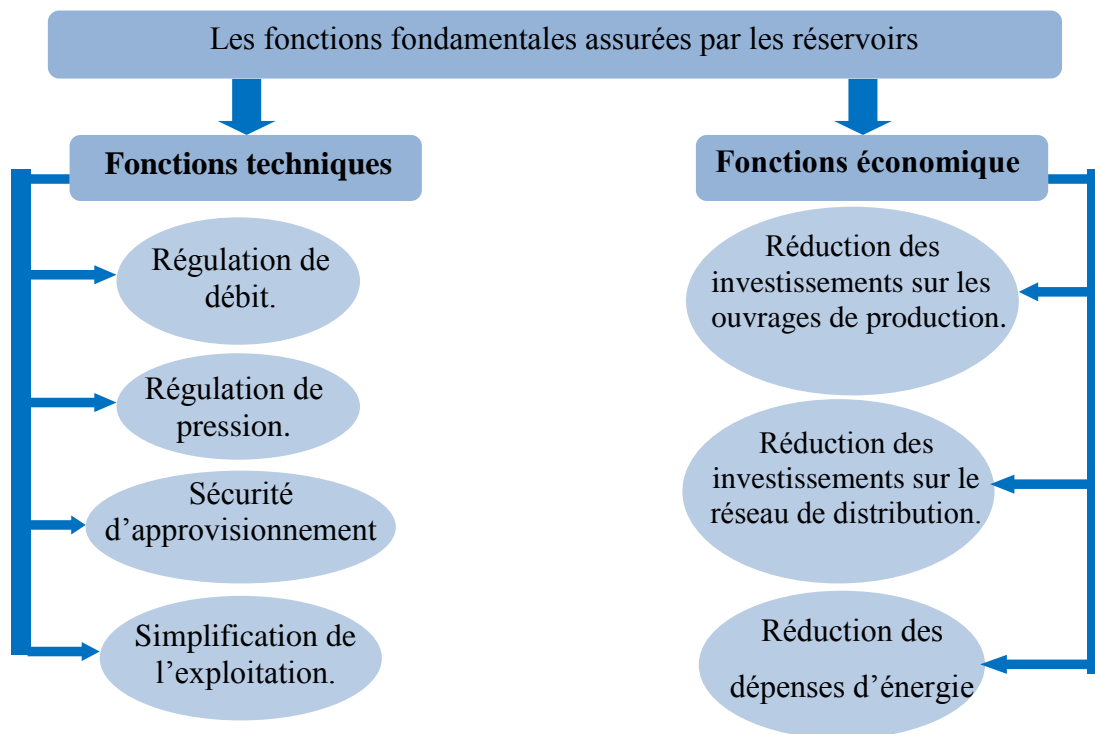


Figure I. 2 Les fonctions des réservoirs

## I.3 Les types de réservoirs

### I.3.1 Châteaux d’eau

- **Définition**

Un château d'eau est une structure utilisée pour stocker l'eau, généralement placée au sommet d'une colline géographique, pour la distribuer sous pression.

Ils sont constitués par une ou plusieurs cuves surélevées par rapport au sol et supportées par des tours, murs, piliers. Certains ouvrages peuvent comporter des combinaisons de ces deux dispositions principales.

Le château d'eau est un élément important du réseau de distribution, et il peut se trouver sur différents types architecturaux

- **Avantages et inconvénients**

Plusieurs phénomènes principaux ont marqué une remise en cause des châteaux d'eau :

- sur le plan technique, l'amélioration des techniques de mise sous pression des réseaux de canalisation d'eau ;

- sur le plan esthétique, le château d'eau a connu les attaques des défenseurs de l'environnement et des paysages ;
- sur le plan financier, leur coût est élevé, en termes de construction comme d'acheminement de l'eau qui doit bien y être placée.

**À l'inverse**, les défenseurs des châteaux d'eau expliquent qu' :

- Ils forment un élément de sécurité d'approvisionnement : ils « peuvent assurer, en cas de problème à la station de production d'eau, la distribution d'eau pendant en général 12 à 24 heures. »;
- Ils assurent une pression constante sur le réseau;
- Ils constituent un élément de sécurité de l'eau, un bassin de décantation supplémentaire;
- Ils servent de repères pour les promeneurs, les pilotes d'avions.



**Figure I. 3** Aéroport Charles-de-Gaulle Château d'eau

- **Principe de fonctionnement des châteaux d'eau**

L'eau est acheminée du point d'eau au réservoir. Si l'altitude du point d'eau est inférieure à l'altitude du réservoir, on utilise des pompes pour relever l'eau jusqu'à ce dernier ; l'eau est ensuite envoyée dans un réseau gravitaire qui va assurer son acheminement vers l'ensemble des habitations.

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



**Figure I. 4** Schéma de fonctionnement d'un château d'eau [5]

### I.3.2 Réservoirs d'eau semi-enterrés ou enterrés

Les implantations de réservoirs enterrés assortis de groupes de surpression ont pris leur place à partir des années 1980.

- **Définition**

Ils sont constitués par une ou plusieurs cuves dont le fond, situé au niveau du sol ou en dessous, repose sur celui-ci directement ou par l'intermédiaire de tout mode de fondation.

On distingue :

- réservoir d'eau destiné à la consommation humaine ;
- réservoir d'eau à usage divers ;
- réserves de lutte contre l'incendie

- **Avantage foncier des réservoirs enterrés : valoriser l'espace**

Dans les zones urbaines à forte densité et contrairement aux bassins à ciel ouvert, les réservoirs enterrés rendent disponibles les surfaces foncières pour la réalisation de routes, de parkings, d'aires d'agrément ou d'espaces verts.

Limiter l'impact des aménagements sur l'environnement, diminuer les conséquences de l'imperméabilisation des sols, valoriser au mieux l'espace foncier,... c'est dans cette démarche que se conçoivent et se réalisent ces réservoirs étanches ou infiltrats.

- **Inconvénients des réservoirs enterrés**

L'assujettissement d'un tel système à la topographie du site peut conduire à des surcoûts au niveau de la mise en place et de l'exploitation dès les réseaux de distribution. [3]

**I.3.3 Châteaux d'eau ou réservoirs avec supprimeur**

Lorsque la topographie permet de disposer d'un point haut pour construire un réservoir au sol, c'est cette solution qui est en général choisie. Lorsque le terrain ne présente pas de point assez haut, le concepteur du réseau a le choix entre un château d'eau (réservoir surélevé) et un réservoir au sol alimentant un supprimeur.

- **Avantages du château d'eau par rapport au réservoir posé au sol avec supprimeur.**

➤ **Le côté énergétique**

Remplissage des cuves :

Les pompes d'alimentation fonctionnent à pression et à débit constants, donc avec un bon rendement. La consommation en énergie est donc faible mais trop importante pour envisager une alimentation par une production d'électricité locale.

Lorsque la capacité du château d'eau est assez importante, les pompes peuvent fonctionner uniquement en tarification.

Alimentation des usagers :

La plupart des réservoirs surélevés mesurant plus de 30 mètres desservent des abonnés situés, pour la plus part, sur des points en contrebas de la base du château d'eau. La hauteur entraîne une pression de 3 bars minimum en entrée de réseau (1 bar pour 10m de hauteur), il n'est donc pas nécessaire de disposer de pompe de surpression pour la distribution, la gravité suffisant. Parfois, certains châteaux d'eau sont placés de façon à ce qu'ils s'alimentent en chaîne sans avoir besoin de sur presser le remplissage du château d'eau suivant.

En résumé, cette solution minimise le coût énergétique.

➤ **Fiabilité :**

Au niveau de la fiabilité, en cas de panne de réseau ou de panne mécanique du pompage, le fonctionnement du réseau continue par gravité. Le château d'eau apporte au réseau de distribution une grande sécurité, car il contient en général la consommation d'une journée moyenne. Il permet le maintien de la pression sur le réseau de distribution, tout en autorisant les interventions techniques sur la partie amont du réservoir. En cas de catastrophe (tempête, etc.) il facilite le maintien de la distribution en eau à moindre coût. Dans le cas d'une panne, il suffira de mobiliser un groupe électrogène momentanément pour remplir la

cuve alors que sur des réseaux sur pressés plusieurs groupes électrogènes seront nécessaires et ils devront y rester à demeure. On a donc une bonne fiabilité.

Pour obtenir une fiabilité correcte avec un supprimeur, il faut disposer d'un groupe électrogène de secours. [4]

#### **I.4 L'emplacement des réservoirs**

L'emplacement du réservoir est souvent difficile à déterminer ; pour cela, nous devons prendre en compte certaines considérations techniques et économiques suivantes:

- Il est souhaitable que l'emplacement permette une distribution gravitationnelle. Le niveau du radier doit être supérieur au niveau maximum du piézomètre du réseau.
- Pour des raisons économiques ; il est préférable que remplissage se fait gravitaire, ce qui implique qu'on puisse le placer à un point bas par rapport à la prise d'eau.
- L'implantation doit se faire aussi de préférence ; à l'extrémité de la ville ou à proximité du centre important de consommation.
- La présence des reliefs dans la région peut faciliter l'implantation d'un réservoir, qui sera toujours plus économique (réservoir semi enterré mieux qu'un château d'eau).
- La nature du sol joue un rôle important dans le choix de l'emplacement d'un réservoir. Il est indispensable, en effet, d'établir un réservoir sur un sol parfaitement résistant.
- Il est avantageux qu'un réservoir soit établir le plus près possible de l'agglomération.

## I.5 Procédure de nettoyage

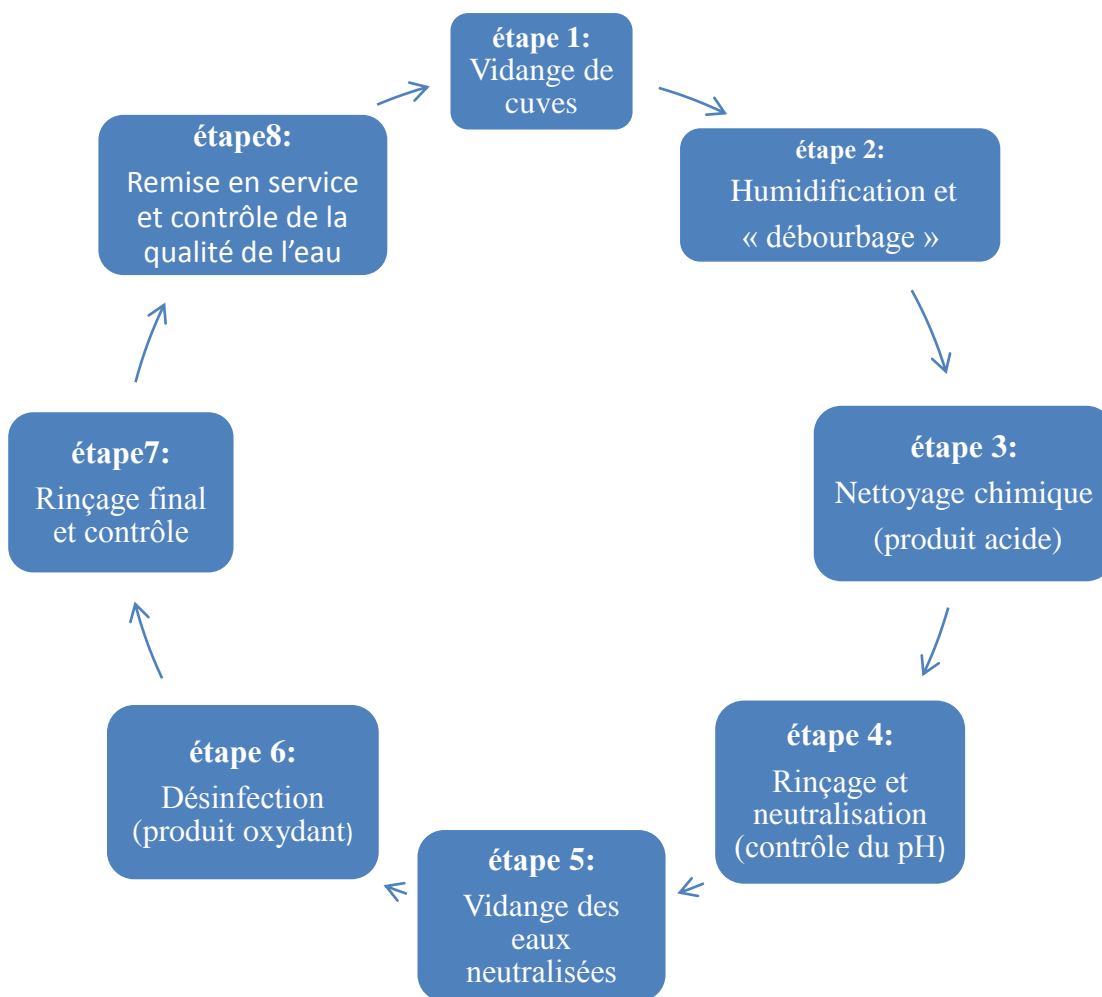


Figure I. 5 Procédure de nettoyage

## I.6 Classement des ouvrages selon le fascicule 74

Les ouvrages en béton de stockage de l'eau sont classés selon le principe de réalisation de leur étanchéité.

### Classe A

Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure seule ; Il s'agit essentiellement de structures en béton armé et/ou précontraint, le béton pouvant faire l'objet, éventuellement, d'un traitement d'imperméabilisation de masse ou de surface.

Les fuites ne doivent pas dépasser, mises à part les variations de volume dues aux variations de température et à l'évaporation, une moyenne de 500 cm<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>/jour.

Pour les bassins non enterrés, cette condition peut être considérée comme réalisée si l'on ne constate pas de fuite apparente et de défaut d'esthétique. Une simple tache n'est pas

considérée comme une fuite, dans la mesure où elle disparaît rapidement dans les jours qui suivent la mise en eau (une tache qui subsiste empêche toute application de peinture ou d'un revêtement adhérent).

**Classe B**

Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par la structure complétée par un revêtement d'imperméabilisation

Pour ces ouvrages, il est admis un léger passage d'eau disparaissant éventuellement par évaporation.

Pour les bassins non enterrés, cette condition peut être considérée comme remplie si l'on ne constate pas de fuites apparentes.

Une simple tache n'est pas considérée comme une fuite.

Les compléments d'imperméabilisation peuvent être des enduits à base de mortiers hydrauliques hydrofugés épais ou minces, des enduits et peintures à base de liants mixtes, des revêtements à base de résines de synthèse non armées.

**Classe C**

Ouvrages dont l'étanchéité est assurée par un revêtement d'étanchéité adhérent ou indépendant du support, la structure assurant uniquement une fonction mécanique, le revêtement assurant l'étanchéité

Le revêtement est suffisamment résistant pour former pontage (après s'être éventuellement décollé de la paroi en cas de légère fissuration).

Les revêtements sont à base de résines de synthèse armées ou sous forme de membranes à base de bitume ou de copolymères.

**Classe D**

Ouvrages construits à l'aide d'éléments préfabriqués

Cette classe ne diffère des classes A, B ou C que par la conception et l'exécution des joints de construction qui nécessitent des dispositifs particuliers.

## I.7 Classification des réservoirs

### 1-Selon la position du réservoir par rapport au sol:

- -Réservoir enterré ou semi-enterré ;
- -Réservoir posé sur le sol (aérien) ;
- -Réservoir sur élevé .

### 2-Selon la forme géométrique :

- Forme carrée ou rectangulaire ;
- Forme circulaire ;
- Forme conique ou sphérique ;
- Forme quelconque.

### 3-Selon le mode de fermeture :

- Réservoir couvert ;
- Réservoir non couvert.

### 4-Selon la complexité de la construction :

- Réservoir simple ;
- Réservoir multiple ;
- Réservoir superposé;
- Réservoir superposé et multiple.

### 5-Selon l'usage :

- Réservoir d'emménagement (quand il s'agit seulement de liquide divers) ;
- Bassin de traitement (pour épuration des eaux usées par exemple) ;
- Bassin sportif (les piscines) ;
- Cuve à gazomètre.

### 6-Selon la nature du liquide a conservé :

- Réservoir à eau ;
- Cuve à vin, lait, etc. ;
- Citerne à produits noirs (goudron, bitume) ;
- Réservoir à hydrocarbures (pétrole, essences, etc.).
- On distingue aussi des réservoirs qui concernent les gaz ou les produits nutritifs.

### 7-Selon les matériaux utilisés pour leur construction :

- Réservoir en acier ;
- Réservoir en béton armé ;
- Réservoir en béton précontraint.

**Figure I. 6** Classification des réservoirs

[1]

## **I.8 Contraintes à prendre en compte dans la conception d'un réservoir**

### **I.8.1 Contraintes liées au contenu**

- **Alimentarité**

Les matériaux et revêtements utilisés pour la construction d'ouvrages de traitement ou de distribution d'eau destinée à la consommation humaine ne doivent pas altérer la qualité de l'eau contenue, ni par sa composition, ni par sa mise en œuvre et son aménagement éventuel. Ces matériaux doivent être conformes aux lois en vigueur.

Pour les matériaux organiques, des tests peuvent être utilisés pour évaluer la migration des espèces chimiques. Elles sont actuellement réalisées par des laboratoires agréés par le Ministère de la Santé.

- **Compatibilité avec les eaux usées ou agressives**

Les produits et matériaux utilisés dans les ouvrages de stockage et de traitement des eaux usées ou pluviales et les ouvrages d'assainissement ne doivent pas altérer la qualité chimique ou biologique des eaux usées rejetées. Le contenu ne doit pas les altérer ou les attaquer

### **I.8.2 Contraintes liées au contenant**

Nature des matériaux :

- béton armé et/ou précontraint ;
- revêtement d'imperméabilisation ;
- revêtement d'étanchéité (adhérent ou indépendant).

Géométrie :

- forme
- pente de radiers
- existence de compartiment
- ciel ouvert ou couverture

Accessibilité :

- externe
- interne
- facilité de vidange (temps de disponibilité)

Équipements internes :

- statiques
- dynamiques
- protections particulières de ces équipements

Type de nettoyage :

- projection d'eau (basse ou haute pression)
- produits de nettoyage acides

### **I.8.3 Contraintes liées à l'exploitation**

➤ Matériels installés :

Dans des conditions normales de fonctionnement, l'appareil peut transmettre :

- les vibrations des supports en béton (rampes de dispersion d'air comprimé, carrefours de murs, fixation de turbines), qui peuvent conduire à la fissuration du béton sous ces sollicitations mécaniques
- Mouvement de l'eau dans le bassin (courants de Foucault, effets de pompage sous turbines à rotation rapide, détente, etc.).

➤ Nettoyage des réservoirs :

Les actions qui en résultent sont :

- un nettoyage des parements au jet sous pression
- l'emploi de réactifs chimiques
- un effet dynamique de la vidange et de la remise en eau
- la circulation des personnes lors des opérations de nettoyage et d'entretien

### **I.8.4 Contraintes liées à l'environnement : Terre. Air. Eau**

➤ Sollicitations chimiques :

- agressivité
- courants vagabonds
- salinité

➤ Sollicitations physiques :

- poussées
- nappe phréatique fixe ou variable
- érosion éolienne
- humidité, condensation
- pluie

- température, gradient thermique
  - gel, dégel
  - lumière, rayons ultraviolets
  - feu
  - alternance air-eau
  - migration
- Sollicitations biologiques :
- agressivité bactérienne, plantations
  - êtres vivants

## **I.9 La problématique des très grands réservoirs**

Les murs anti-horizontaux ne sont possibles qu'avec de petits réservoirs. Pour les grands réservoirs, cela n'est pas possible car les éléments en béton armé de plus de 25 à 30 mètres ne peuvent pas être construits sans joints de dilatation. Pour les grandes dimensions, les déformations, élastiques ou non, peuvent être indispensables et conduire à des efforts parasites. Dans ce cas, il est souhaitable d'avoir une structure qui permet un libre mouvement d'expansion et de contraction.

Pour réaliser une structure souple et permet les libres mouvements de dilatation et de retrait, on peut envisager deux solutions :

- ✓ utiliser des joints souples;
- ✓ concevoir une structures en voutes minces et souples.

### **I.9.1 La 1<sup>ère</sup> solution : cas des joints souples**

C'est un joint en PVC qui remplit la fonction d'étanchéité dans les zones de reprise de bétonnage de la paroi, tel qu'il est illustré dans les Figures I. 7.

C'est la solution la plus simple qui puisse être utilisée, et c'est la solution la plus couramment utilisée en Algérie, avec notamment la pose de joints souples tous les 20 mètres ou 30 mètres maximum.

On conçoit des joints de type Water-stop, joint souple et étanche, au niveau des parois, le radier et dans la couverture.

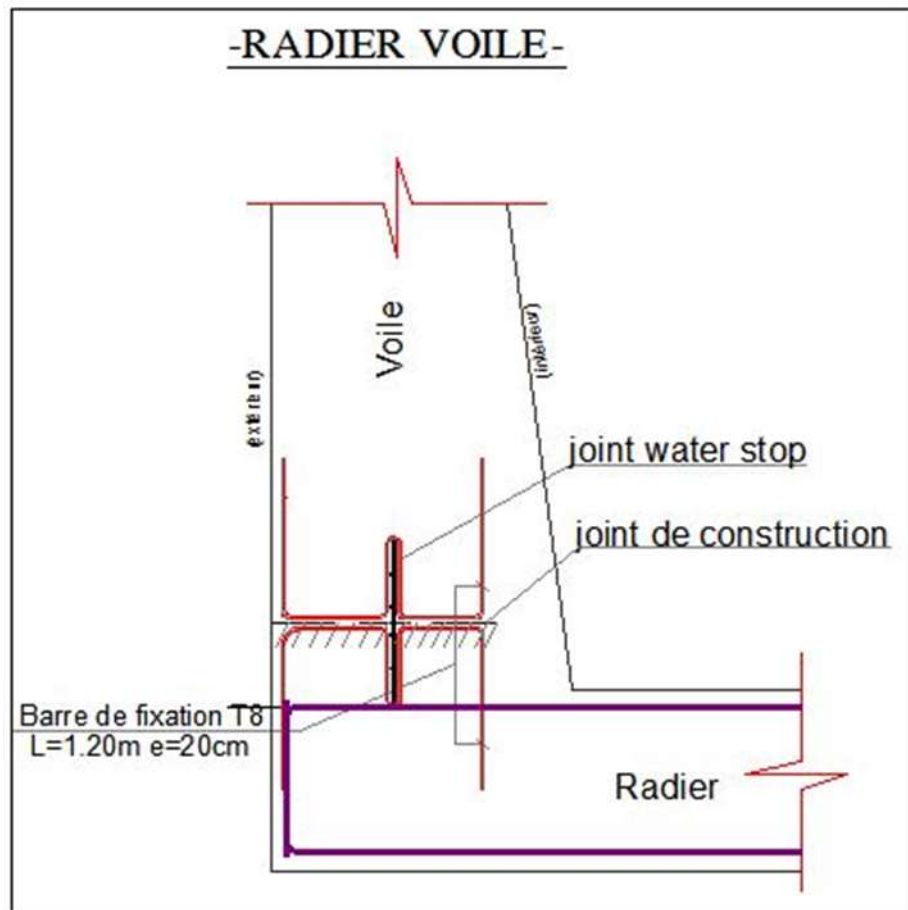


Figure I. 8 Emplacement de waterstop.



Figure I. 9 Water-stop

### I.9.2 La 2<sup>ème</sup> solution structure en voutes minces

Dans ce cas, nous avons conçu des murs constitués d'énormes contreforts à intervalles réguliers, pleins ou creux, avec des voûtes cylindriques entre contreforts, concaves ou convexes, avec une couverture constituée d'arcs flexibles.

## **I.10 Conclusion**

Ces différentes contraintes doivent être soigneusement étudiées afin de concevoir un ballon de stockage mieux adapté à son environnement, performant et ayant une longue durée de vie.

A cet effet, les installations de traitement et de stockage chargées de l'exploitation des services publics d'eau ou d'assainissement, qu'elles soient elles-mêmes ou gestionnaires, doivent définir très clairement :

- **Les objectifs à atteindre**

En particulier, le choix de l'étanchéité et de la qualité de l'ouvrage (correspondant aux principes constructifs)

- **Les fonctions complémentaires**

- Compatibilité avec le liquide contenu dans la structure ;
- Durable, durable et longue durée de vie ;
- Entretien structurel;
- Capacité à mettre en œuvre et à corriger

Le besoin fondamental associé à l'utilisation d'installations contenant des eaux usées ou destinées à la consommation humaine, placé dans le contexte le plus général, est la protection tout en évitant la contamination du milieu protégé, à savoir le milieu naturel et l'eau brute ou potable, respectivement.

---

## **II. CHAPITRE 02**

---

# **REGLEMENTATION ET MATERIAUX DE CONSTRUCTION**

---

## II.1 Règlements de calcul

- Règlement Parasismique Algérien RPA 2003.
- Les règles BAEL 91 révisées 99 : Pour le calcul de béton armé.
- CBA93.
- Le fascicule 74 relatif aux réservoirs d'eaux : pour les règles et dispositions constructives.

## II.2 Dispositions et règles fixées par le fascicule 74

- **Actions à prendre en compte**

Les actions à prendre en compte pour le calcul des ouvrages comprennent :

- Les actions permanentes :

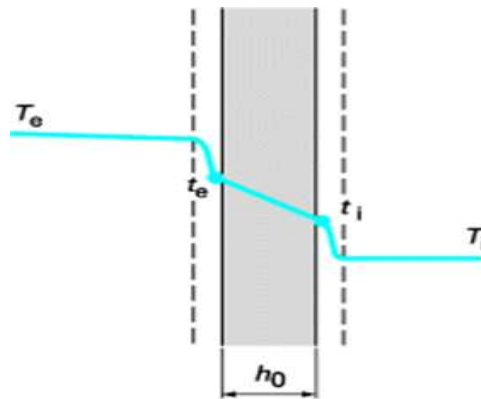
- le poids propre de la construction ;
- le poids des équipements fixes ;
- le poids des superstructures (Par exemple, l'étanchéité gravillonnée, d'éventuelles antennes ou station géodésiques, etc.)
- le retrait,
- le poids et les poussées des terres (Les poussées des terres sont supposées nulles, lorsque leurs actions sont favorables (par exemple justification de la paroi du réservoir rempli du liquide).)
- les déplacements imposés.

- Les actions variables :

- le poids et la pression du liquide contenu
- les charges de neige et de vent; on ne va pas tenir compte de l'effet du vent (il est juste à prendre en compte pour les réservoirs surélevés).
- les charges dues à l'exploitation de l'ouvrage ;
- les charges dues à l'entretien des installations éventuellement.
- les charges sur terre-plein (remblai à l'extérieur du réservoir).
- les charges au moment de la construction ;
- les variations de températures tant intérieures qu'extérieures : Pour les effets de la température, les températures extérieures doivent être estimées en tenant compte de l'emplacement de l'ouvrage (site géographique- à l'air libre ou enterré). Le CCTP (Cahier des clauses techniques particulières) définit ces températures, ainsi que les

températures  $T_{\text{imax}}$  et  $T_{\text{imin}}$  du liquide. C'est en particulier à partir de ces températures que sont définis les gradients de température sollicitant les parois.

Gradient thermique entre les deux faces de la paroi :



**Figure II. 1** Gradient thermique entre les 2 faces de la paroi

Les actions variables, non définies par des textes réglementaires, sont précisées dans le RPA99. A défaut d'une telle précision pour les charges d'entretien sur les planchers, passerelles et couvertures, les valeurs suivantes sont adoptées :

- 2 kN/m<sup>2</sup> pour les planchers et passerelles ;
  - 1 kN/m<sup>2</sup> pour les couvertures.
- Les actions accidentelles :
- Le séisme
  - chocs, avalanches, etc. [8]

#### • Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions suivantes sont à considérer :

##### ▪ Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons fondamentales

Les combinaisons sont celles des articles 36.212 et 36.214 des règles BAEL, aménagées de la façon suivante :

L'action  $\Delta\theta$  déterminante pour un réservoir est en général le gradient de température supposé concomitant à la présence du liquide.

Soit donc les combinaisons suivantes :

Avec :

G ensemble des actions permanentes ;

Q ensemble des actions variables autres que les suivantes ;  $\Theta$  action de la température.

- **Vis-à-vis des états limites ultimes (ELU) sous combinaisons accidentelles**

$$1.35G+1.5 (Q+\Delta\theta )$$

ELU réservoir plein (sans poussée des terres).

ELU réservoir vide (avec poussée des terres).

ELU réservoir cas réel.

- **Vis-à-vis des états limites de service (ELS)**

$$G+ Q+\Delta\theta$$

ELS réservoir plein (sans poussée des terres).

ELS réservoir vide (avec poussée des terres).

ELS réservoir cas réel.

- **Vis-à-vis des états limites accidentelle (ELA)**

$$G+ Q+0.6\Delta\theta + E$$

ELA réservoir plein (sans poussée des terres).

ELA réservoir vide (avec poussée des terres).

ELA réservoir cas réel.

- **La justification des sections**

Les sections des différents éléments de la structure sont justifiées par application des règles BAEL en vigueur.

Les éléments en ambiance humide sont vérifiés vis-à-vis de l'état limite de service de fissuration dans les conditions définies par les règles BAEL pour le cas de la « fissuration très préjudiciable ».

Les éléments de la structure constituant les parois (Les parois sont les éléments de la structure en contact direct ou indirect (présence d'un revêtement) avec le liquide contenu.) des réservoirs des classes A, B et C, avec revêtement d'étanchéité adhérent, respectent de plus les conditions suivantes :

- Pour toutes les armatures des sections entièrement tendues et pour les armatures proches de la face mouillée des sections partiellement tendues, la contrainte de traction, exprimée en MPa et calculée vis-à-vis de l'état limite de service, est limitée à le minimum des deux valeurs:

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} + \beta \eta$$

et celle donnée par les règles BAEL en cas de fissurations très préjudiciables :

$$\text{Min} (0.5 f_{t28} ; \sqrt{90 \eta f_{t28}})$$

Avec

Dans le cas où l'étanchéité est assurée par un revêtement intérieur, cette valeur de  $\alpha$  peut être augmentée à une valeur issue d'essais conduits en nombre suffisant et suffisamment représentatifs en laboratoires agréés, suivant des procédures d'essais normalisées. L'absence de procédure et de résultats probants entraîne automatiquement l'adoption de  $\alpha = 240$ .

- $\eta$ : coefficient de fissuration de l'armature ;
- $\phi$  : diamètre de l'armature exprimé en mm
- $f_{t28}$  résistance caractéristique à la traction du béton en MPa
- $\beta$  coefficient retenu égal à :
  - ✓ pour les ouvrages à la mer ou à proximité de la mer, moins de 5 km et les parties enterrées d'ouvrage, lorsque l'eau est agressive ;
  - ✓ 30 dans les autres cas où la paroi est en contact permanent avec l'eau ou une atmosphère saturée.
- Pour les armatures proches de la face non mouillée des sections partiellement tendues, la contrainte de traction, calculée vis-à-vis de l'état limite de service, est limitée aux valeurs fixées par les règles BAEL pour les cas de la « fissuration préjudiciable » ou « très préjudiciable »
- Les contraintes de traction du béton dans les sections entièrement tendues et celles développées sur la face mouillée des parois, calculées vis-à-vis de l'état- limite de service et en section homogénéisée, ne peuvent excéder la valeur :

$$1.1 \times \theta \times f_{t28} \quad \text{Avec} \quad \theta = 5/3.$$

- **Dispositions constructives pour les parois des réservoirs**

Les dispositions des règles BAEL sont applicables ;

De plus, pour les parois des réservoirs des classes A, B et C avec revêtement d'étanchéité adhérent, les dispositions suivantes complètent ou modifient les prescriptions des règles BAEL, à savoir :

- Epaisseur minimale :

L'épaisseur minimale de la paroi est de 15 cm pour les ouvrages de la classe A.

Elle est de 12 cm pour les ouvrages des classes B et C, dans le cas de coffrages glissants, cette valeur est portée à 15 cm, et les trous laissés par les tiges de vérins doivent être injectés.

➤ Dispositions et écartement des armatures :

- Pour des parois de plus de 15 cm d'épaisseur, elles sont obligatoirement réparties en deux nappes.
- Le diamètre des aciers est au plus égal à  $h_0/10$  ( $h_0$  épaisseur de la paroi) et au moins égal à 8 mm
- L'espacement est limité, pour les parois au contact du liquide, à la plus petite des deux valeurs  $1,5e_h$  et 20 cm.

➤ Recouvrement des armatures :

La proportion des barres en recouvrement dans une même section n'est pas supérieure à :

- 1/3 dans les sections soumises à un effort de traction, avec  $M/N$  inférieur à  $0,5h_0$  (avec  $h_0$  épaisseur de la paroi)

$M$  : représente le moment fléchissant  $N$  : l'effort normal de traction.

- 1/2 dans les autres cas.

➤ Enrobage des armatures :

L'enrobage minimum des armatures est choisi conformément aux règles BAEL : Cela conduit à prévoir :

Un enrobage des armatures:  $c \geq \max(\phi; e)$

Tel que :

- $\phi$  est le diamètre de l'armature ou la largeur du paquet dont elle fait partie
- $e=5\text{cm}$  pour les ouvrages exposés à un milieu très agressif
- 3cm pour les parois exposées à des actions agressives
- 1cm pour les parois situées dans les locaux couverts

➤ Pourcentage minimal :

Le pourcentage d'armatures par rapport à la section totale de béton respecte le pourcentage minimal correspondant à l'application de la condition de non fragilité des règles

BAEL (l'article A.4.2.1.). Par ailleurs, le pourcentage mis en œuvre sur chaque face et pour chaque direction ne peut être inférieur à :

- 0,125 % pour les armatures à haute adhérence ;
- 0,25 % pour les armatures lisses.

Dans la partie courante de la paroi, le rapport de la section totale des armatures de chaque direction à la section de la paroi est inférieur à 2 %.

Cas particulier des radiers reposant sur le sol :

- l'épaisseur minimale est de 10 cm ;
- pour les radiers désolidarisés des parois, les armatures sont dimensionnées pour équilibrer les sollicitations dues au retrait :

A défaut de justifications particulières, la section d'armature par unité de largeur peut être prise égale à :

$$A = 0.75 \frac{u \times g \times l}{f_e}$$

Avec :

- g est le poids du radier par unité de surface ;
- L est la longueur entre joints ;
- $\mu$  est un coefficient de frottement pris égal à 1,5 dans le cas général et à 0,2 en présence d'un film de polyéthylène sur lit de sable ;
- $f_e$  est la limite élastique de l'acier utilisé.

## **II.3 Matériaux de construction**

### **II.3.1 Le béton**

- **Fabrication des bétons**

- Résistance caractéristique :

La résistance caractéristique du béton est choisie parmi les classes B 25 à B 60 incluses.

- Dosage :

Le dosage minimal en ciment du béton est : 350 kg/m<sup>3</sup>

L'expérience prouve que pour l'étanchéité et la durabilité du béton, ce dosage minimum est une précaution nécessaire et qu'il convient d'être circonspect quand on s'en écarte.

➤ Maniabilité :

Le béton mis en œuvre présente un affaissement au plus égal, avant incorporation de plastifiants, à la valeur fixée dans le CCTP pour les parois horizontales et/ou radiers et les parois verticales.

Pour les parois horizontales (couverture et radier) l'affaissement préconisé peut être compris entre 6 et 8 cm.

Et pour les parois verticales l'affaissement préconisé peut être compris entre 8 et 10 cm.

➤ Ciments :

Seuls peuvent être utilisés les ciments conformes aux normes en vigueur.

➤ Granulats :

Les dimensions des plus gros grains utilisés ne dépassent pas 25 mm pour du béton coulé en place et 15 mm pour du béton projeté.

Le sable ne présente pas un module de finesse supérieur à 2,5. L'équivalent de sable est supérieur à 75.

Le rapport granulats/sable (G/S) n'est pas supérieur à 2,20.

Pour les bétons projetés, la proportion des fines du sable est telle que :

$$(\text{Fines} + \text{ciments}) / (\text{Granulats} + \text{ciment}) > 0,17.$$

➤ Prévention de l'alcali-réaction dans les bétons :

La composition du béton doit permettre de respecter les conditions de l'article III.1 du présent *fascicule*.

➤ Eau de gâchage :

Le rapport eau/ciment (E/C) n'excède pas 0,55 pour les bétons coulés en place et 0,40 pour les bétons projetés.

Ce rapport peut être limité en utilisant des adjuvants plastifiants réducteurs d'eau.  
*Fascicule*

- **Transport et mise en œuvre du béton**

- Mise en œuvre :

Sauf dispositions particulières, la hauteur de déversement du béton ne dépasse pas 1,5m pour éviter la ségrégation et assurer le remplissage régulier des coffrages.

- Arrêt et reprise de bétonnage :

Les arrêts de bétonnage s'effectuent suivant des surfaces prévues à l'avance ; les sections d'arrêt doivent être munies d'armatures en attente.

Pour limiter les ruptures de continuité au droit des arrêts de bétonnage, il est recommandé de prévoir l'emploi d'un retardateur de prise.

Avant reprise de bétonnage, la surface précédemment coulée est nettoyée à l'air comprimé ; s'il s'agit d'un béton durci, elle est piquée, nettoyée et humidifiée à refus. L'emploi d'un produit de collage est conseillé.

A chaque nouveau bétonnage, le béton utilisé est enrichi en liant et en éléments fins.

Au cas où une reprise de bétonnage non prévue au programme devient nécessaire, l'entrepreneur adopte des dispositions proches de celles indiquées ci-dessus. Cet incident de chantier doit être signalé sans délai au maître d'œuvre.

- Cure du béton :

L'entrepreneur s'assure de la compatibilité des produits de cure avec les revêtements d'étanchéité à mettre en œuvre ultérieurement. L'arrosage intermittent est à proscrire.

- Bétonnage par temps froid ou temps chaud :

Lorsque la température mesurée sur le chantier sera inférieure à 0° Celsius, le bétonnage sera formellement interdit ;

Par temps froid ou temps chaud, des précautions doivent être prises pour limiter les risques de fissuration du béton ;

- **Les résistances caractéristiques du béton**

D'un point de vue mécanique, le béton se définit par sa résistance à la compression. Des tests à différents âges sont nécessaires pour comprendre comment cette résistance évolue dans le temps. La contrainte de référence correspond à un âge de 28 jours.

- Caractéristiques mécaniques

### 1. La résistance à la compression

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

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

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

D'après CBA 93 on a Pour  $f_{cj}$  les relations suivantes

Pour  $j \leq 28$  jours : Pour  $f_{c28} \leq 40$  MPa :  $f_{cj} = f_{c28} [j / (4,76 + 0,83j)]$ .

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

Pour  $j > 28$  jours :  $f_{cj} = 1,1 * f_{c28}$  à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement. Pour 1m<sup>3</sup> de béton courant doser à 450kg/m<sup>3</sup>, la résistance moyenne est comprise entre 30Mpa et 35Mpa.

### 2. La résistance à la traction

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

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

### 3. Module de déformation longitudinale du béton

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

### 4. Le coefficient de Poisson

Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale :

$$v = \text{Déformation Transversale} / \text{Déformation Longitudinale}.$$

On admet que :

A l'ELU :  $v = 0$  (béton fissuré)

A l'ELS :  $v = 0,20$  (béton non fissuré).CBA93

5. Module de déformation transversale

Il est donné par la formule suivante:

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

- **Contrainte limite du béton**

➤ Contrainte ultime de calcul : Elle est donnée par la formule :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

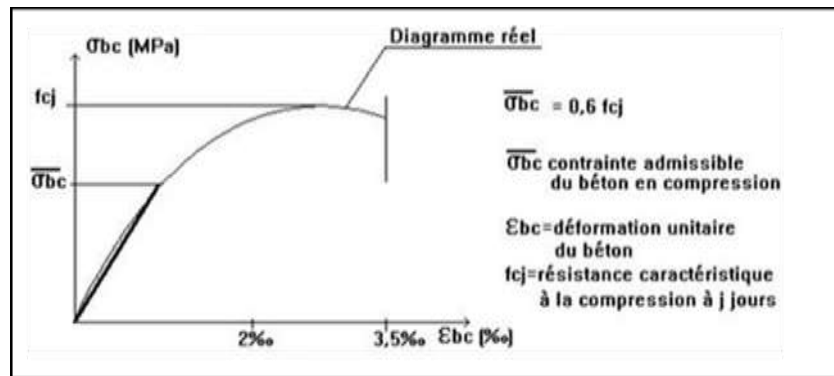
Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité ;  $\begin{cases} 1.15 \text{ Situation accidentelle.} \\ 1.5 \text{ Situation durable.} \end{cases}$

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont donnée dans le tableau suivant :

**Tableau II. 1** Valeurs de  $\theta$  en fonction de la durée.

$\theta$	Durée d'application
<b>1,00</b>	<b>&gt; 24 heures</b>
<b>0,90</b>	<b>1 ≤ durée ≤ 24 heures</b>
<b>0,85</b>	<b>&lt; 1 heures</b>



**Figure II. 2** Diagramme contrainte – déformation sous sollicitation de compression du béton.

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

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

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

- Contrainte de calcul à l'ELS

Le but recherché est de limiter la formation des fissures à la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

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

- Contrainte de cisaillement du béton

La contrainte admissible dans le cas des armatures est limitée comme suite :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

### II.3.2 L'acier pour armatures de béton armé

- **Définition:**

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

Ces aciers doivent être conformes aux normes.

- **Choix et provenance des armatures**

Les aciers à haute adhérence et les treillis soudés doivent être homologués ou bénéficier d'une autorisation de fourniture ou d'emploi.

Quand pour des armatures de mêmes catégories et nuance, il existe plusieurs qualités de différents niveaux de caractères technologiques (aptitude au soudage par exemple), la qualité choisie est soumise à l'acceptation du maître d'œuvre si elle n'est pas fixée par le marché.

Il est interdit d'utiliser dans un même ouvrage des ronds lisses de même diamètre et de nuances différentes.

- **Aciers pour éléments de raccordement des armatures**

L'utilisation de ces éléments doit avoir reçu l'accord préalable du maître d'œuvre.

**Les armatures utilisées dans la construction sont les suivantes**

**Tableau II. 2** Caractéristiques mécaniques des aciers

Nuance	Acier doux	Acier (HA)	Treillis soudé	
<b>Désignation</b>	F <sub>e</sub> E215	F <sub>e</sub> E400	d ≥ 6mm	TSL500
	F <sub>e</sub> E235	F <sub>e</sub> E500	Ø < 6mm	TSL250

**La limite d'élasticité « f<sub>e</sub> »**

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

**La résistance à la traction (rupture) « f<sub>t</sub> »** : C'est la plus grande force (appliquée par unité de section initiale) que le métal peut supporter en traction avant la rupture.

**Allongement à rupture « ε<sub>st</sub> »** : C'est l'allongement rémanent de la longueur de l'éprouvette d'essai exprimé en % de la longueur initiale, c'est-à-dire l'allongement maximal tolérable avant la rupture.

**Module d'élasticité « E »** : Expriment la rigidité du métal, c'est le facteur de

proportion entre la contrainte appliquée à une barre et l’allongement relatif de cette barre dans le domaine élastique.

Pour l’acier  $F_e E$  :  $E=21000 \text{ N/mm}^2$ .

**Contraintes limites**

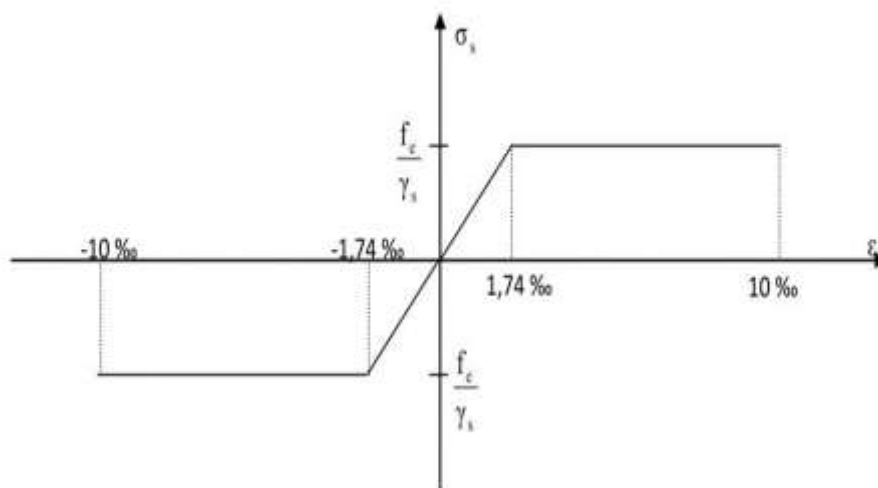
- **A ELU:** Elle est donnée par :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{si : } \varepsilon_s \geq f_e / E_s \cdot \gamma_s.$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \quad \text{si : } \varepsilon_s < f_e / E_s \cdot \gamma_s.$$

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

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



**Figure II. 3** Diagramme contrainte- déformation pour l’acier.

- **A PELS :** Son but est de limiter la probabilité d’ouvertures de fissures préjudiciables suivant la situation de l’ouvrage, et la naissance de la fissuration :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible :

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

- Dans le cas de la fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e; 110 (\eta f_{t28})^{1/2}) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

- Dans le cas de la fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min (0,5 f_e; 90 (\eta f_{t28})^{1/2}) \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

Où  $\eta$  : est le coefficient de la fissuration, tel que :

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

- **Protection des armatures**

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

Soit « e » l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi. Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

**Tableau II. 3** Valeur minimale d'enrobage

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

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

## II.4 Caractéristiques du remblai

- **Densité  $\gamma$  :**

La densité  $\gamma$  conditionne la valeur de la contrainte verticale à une profondeur z de la surface du remblai. Elle est exprimée généralement en  $\text{kg/m}^3$ .

$$\gamma_s = 19 \text{ KN/m}^3$$

- **Cohésion C :**

La cohésion  $C$  caractérise la capacité qu'a un sol à s'amalgamer (coller). Elle est due :

- ✓ Pour partie aux liaisons mécaniques pouvant exister entre les grains et créées par la cimentation.
- ✓ Pour partie aux ménisques d'eau existant aux points de contact entre les grains. Cette dernière composante disparaît dès que la teneur en eau du sol augmente.

Elle est exprimée en Pa.

- **Angle de frottement interne  $\varphi$ :**

L'angle de frottement interne dépend de la forme et de l'état de surface des grains. Il est plus élevé pour les sols à grains anguleux que pour les sols à grains ronds, et pour un état de surface rugueux que pour un état de surface lisse des grains.

- **Coefficient d'élasticité du sol :**

Selon le rapport géotechnique on prend un module de réaction du sol de  $50000\text{KN/m}^2$

**Tableau II. 4** Valeurs du module de rigidité selon la nature du sol

Sol	Module de réaction du sol (t/m <sup>3</sup> )
Gravier fin et beaucoup de sable fin	8000 à 10000
Gravier moyen et sable fin	10000 à 12000
Terrain remblayé	1800
Gravier compacté	30000
Sol argileux humide	4000 à 5000
Sol argileux sec	6000 à 8000

---

### **III. CHAPITRE 3**

---

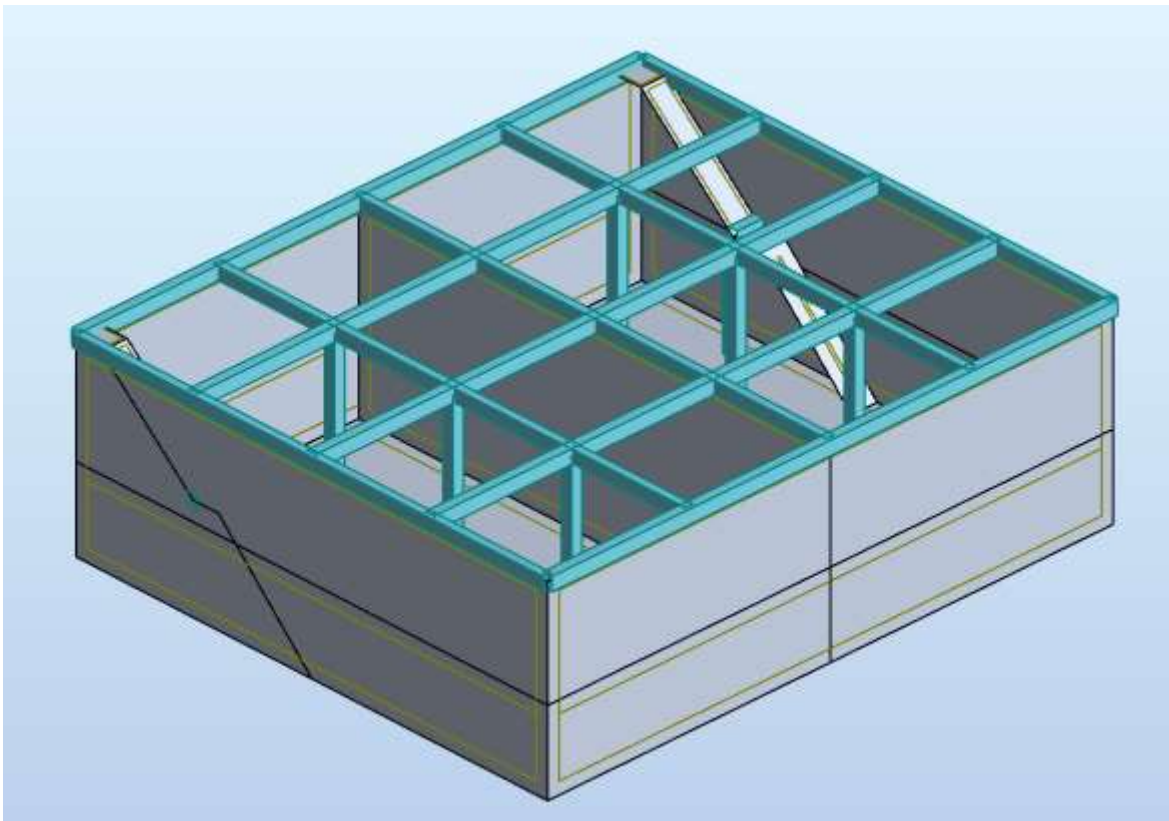
### **ETUDE DE CONCEPTION**

---

### III.1 Introduction

Notre travail consiste à faire l'étude génie civil d'un réservoir rectangulaire en béton armé, de capacité 2000 m<sup>3</sup>, ce dernier est destiné à alimenter le village M'Chedallah à Bouira, qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa), il est classé dans le groupe d'usage 1B (ouvrage d'importance vitale) selon la classification du RPA 99 version 2003.

Il est principalement composé d'une paroi rectangulaire et d'une fondation. Cette paroi est recouverte d'une dalle plane en béton armé, le réservoir comporte des poutres et des colonnes pour supporter le poids de la dalle



**Figure III. 1** Réservoir 2000m<sup>3</sup>

### III.2 La sismicité de la région

La région d' M'chedallah appartient à la zone sismique du nord de l'Algérie.

Les données de la sismicité établie par RPA99/version2003 modifié la classe d' M'chedallah dans la zone de moyenne sismicité (zone II a).

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

$$A = 0.20 \text{ m/s}^2$$

Tableau III. 1 Coefficient d'accélération de zone A.

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

### III.3 Caractéristiques du réservoir d'eau

Les principales caractéristiques sont :

- Capacité de stockage 2000 m<sup>3</sup>
- Hauteur totale H = 7m
- Niveau max liquide h = 5.3m
- Sachant que la densité de liquide = 1t/m<sup>3</sup>

### III.4 Exigences techniques à satisfaire dans la construction d'un réservoir

Dans le cas de conditions de terrain favorables, un réservoir d'eau rectangulaire semi-enterré est utilisé pour assurer l'exploitation de l'eau gravitaire. Les gros volumes utilisent aussi des cuves rectangulaires au lieu de cuves rondes ; en effet, pour les gros volumes, le diamètre de la cuve augmente, ce qui laisse beaucoup de temps pour encastrenter la paroi, ce qui rend impossible l'encastrement de la paroi sur le radier.

Un bon réservoir doit satisfaire à différents impératifs :

➤ Résistance :

Le réservoir doit, dans toutes ses parties, équilibrer les efforts auxquels il est soumis.

➤ Etanchéité :

Il doit constituer pour le liquide qu'il contient un volume clos sans fuite. Il doit être étanche c'est-à-dire non fissuré, ou fissuré dans des conditions acceptables.

➤ Durabilité :

D'une part le réservoir doit durer dans le temps, c'est-à-dire que le matériau : béton, dont il est constitué, doit conserver ses propriétés initiales après un contact prolongé avec le liquide qu'il est destiné à contenir ceci pose dans certains cas le problème du revêtement intérieur de protection.

D'autre part le contact avec le béton du parement intérieur du réservoir ne doit pas altérer les qualités du liquide emmagasiné. Le revêtement intérieur, s'il protège le béton sous-jacent doit aussi protéger le liquide de l'influence de béton. [6]

### **III.5 Les effets à prendre en compte**

➤ Variation de température et retrait :

Il est évident que la température et le retrait agissent sur un réservoir comme sur toute autre construction. Donc il faut tenir compte de ces deux phénomènes dans le calcul du réservoir, en limitant les dimensions du réservoir pour diminuer leurs effets ; et pour atteindre la capacité voulue on réalise des cuves, ou on change carrément la conception.

- Le fluage des parois.
- l'effet du séisme.
- Le côté esthétique.

Le côté esthétique n'est pas primordial pour ce type de réservoir.

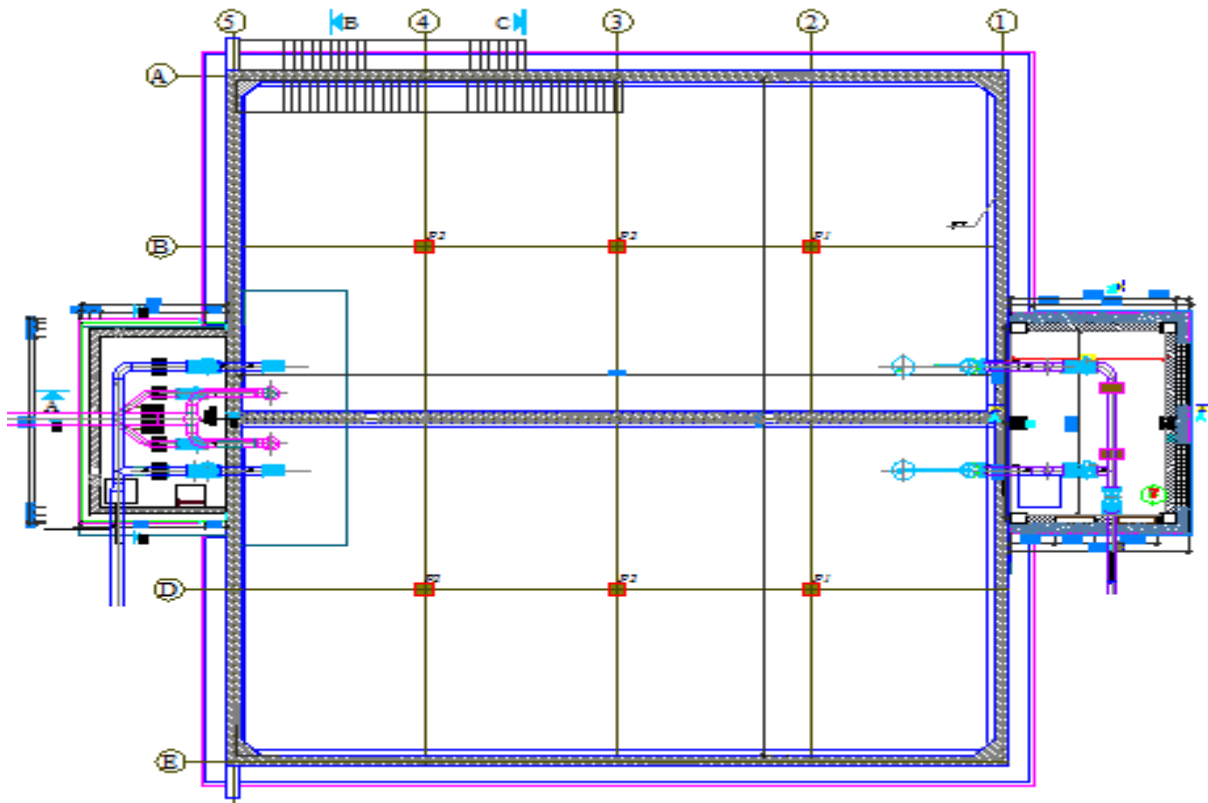
### **III.6 Etude de conception**

La structure d'un réservoir rectangulaire est composée de :

- murs ou parois verticales
- La couverture
- piliers ou poteaux qui supportent la couverture
- Un radier étanche

### III.6.1 La vue en plan du réservoir

La vue en plan du réservoir est représentée sur la figure suivante :



**Figure III. 2** La vue en plan du réservoir étudié

Chaque cuve est de capacité =  $1000\text{m}^3$

### III.6.2 Conception de la cuve

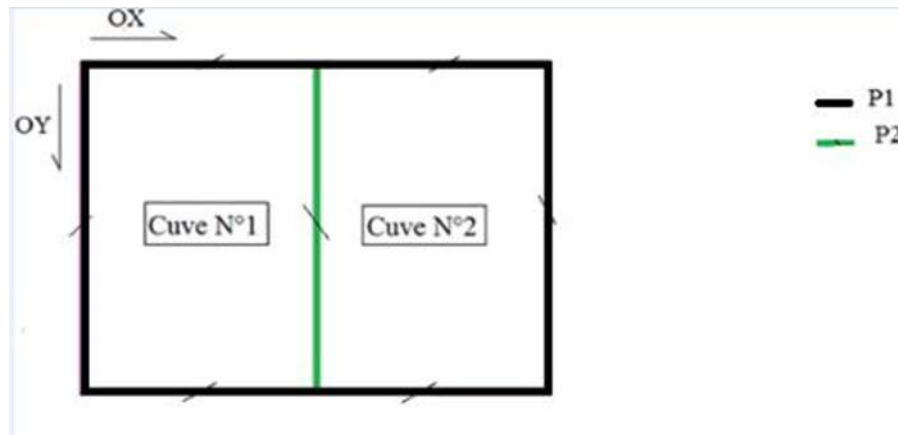
La cuve comporte un ou plusieurs refends pour consolider l'ouvrage en cas de séisme et aussi pour garantir une bonne circulation de l'eau à l'intérieur de l'ouvrage.

Elle est constituée des éléments suivants :

#### a) La paroi verticale

La paroi est un simple voile d'épaisseur variable, encastrée sur un radier générale, dans le cas d'un sol suffisamment rigide, stabilisées par des contreforts ou non.

Le réservoir est composé de deux types de parois représentés sur la figure suivante :



**Figure III. 3** Les types de parois du réservoir

Toutes les parois de rive sont identiques noté P1

Les parois qui séparent les cuves sont identiques de type P2

#### **Chicanes ou Murs intérieurs**

Pour éviter la stagnation de l'eau dans les réservoirs, il faut cloisonner le réservoir en mettant des murs entre les poteaux. Ces murs intérieurs sont appelés « chicanes ».

Plusieurs conceptions sont possibles pour les chicanes :

On peut réaliser ces chicanes en maçonnerie, leur rôle dans ce cas est limité au cloisonnement du réservoir. Ils n'atteignent d'ailleurs pas la couverture. En cas de séisme, on admet que ces murs vont être cassés, et on peut les reconstruire. Cependant, après le séisme, on est obligé de vider le réservoir pour les reconstruire, ce qui revient un peu cher pour les réservoirs de grande capacité.

Ces murs peuvent être en béton armé, on les conçoit pour résister à la poussée hydrodynamique. Ils n'atteignent pas dans ce cas la couverture.

Il y a un autre cas où ces chicanes sont en béton armé, et sont conçus pour assurer à la fois le contreventement du réservoir et résister à la poussée dynamique de l'eau. Dans ce cas, les chicanes atteignent la couverture.

#### **b) La couverture**

La couverture a pour objectif de protéger le réservoir contre toute contamination et garder l'eau en bonne qualité, il est conçu aussi pour créer des zones vertes.

La couverture peut être constituée par un véritable plancher : dalle mince ou épaisse, plancher à nervures parallèles, à nervures orthogonales, plancher à corps creux, plancher champignon, plancher dalle, plancher préfabriqué.

Le type de notre couverture est : Dalle pleine sur 4 appuis



**Figure III. 4** Dalle pleine sur 4 appuis

Avantage :

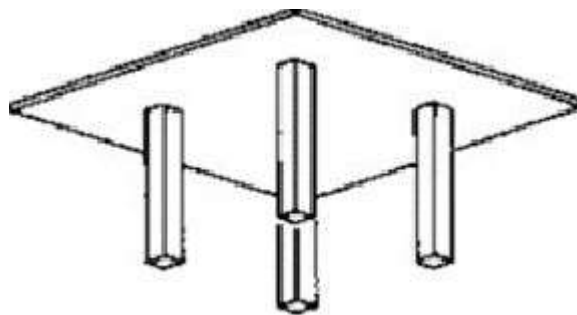
- Facile à calculer et à mettre en œuvre
- Peu déformable
- Grandes portées,

Inconvénients :

- Retombées dans les deux directions
- Préfabrication difficile.

**c) Piliers**

Sont des simples poteaux de section carrée.



**Figure III. 5** Piliers

**d) Radier général**

Le radier est une semelle générale d'épaisseur constante étendue à toute la surface du réservoir en contact avec le sol. Elle comporte parfois des débords (consols extérieurs).

Le système de fondation doit pouvoir :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le terrain ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts issus de la superstructure ;

Le fond du constitué d'un radier général supportant toute la structure en plus du poids de l'eau, Il est caractérisé par l'addition d'autres couches :

- Couche d'asphalte de 2 cm d'épaisseur, pour assurer une bonne étanchéité,
- Couche drainante en béton poreux de 10 cm d'épaisseur, coulée avec une pente de 2% vers un caniveau périphérique au bout duquel sont placés deux regards, qui permettent de détecter les fuites éventuelles du dallage.

Dans le cas d'un fond constitué d'un radier, ce dernier sera sollicité par :

- Des charges réparties sous les parois extérieures et les chicanes,
- Des charges localisées sous poteaux,
- Poids de l'eau.

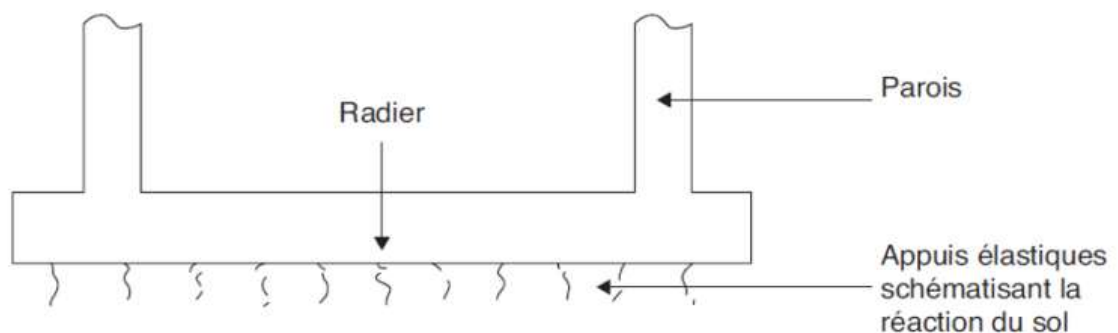
On distingue principalement deux types de radiers :

1. Les radiers rigides :

Qui sont dimensionnés comme des planchers inversés portés par les voiles et les poteaux. Ils sont peu utilisés en ouvrage de rétention du fait d'un équarrissage important. Ce type de fondation est plus spécifiquement adapté aux bâtiments ;

2. Les radiers souples :

Qui sont des dalles appuyées élastiquement sur le sol. Ce sont ces radiers qui sont le plus souvent utilisés en réservoir.



**Figure III. 6 Radier général**

Il a comme avantages :

Permet de diminution des risques de tassement et assure une très bonne liaison donc rigidité de la base du réservoir.

**III.6.3 Conception du chambre des vannes (ou chambre de manœuvre)**

La chambre des vannes comprend :

- conduite d'arrivée (ou adduction).
- conduite de départ (ou de distribution).
- trop plein.
- vidange.
- robinetterie.

➤ Conduite d'arrivée:

L'arrivée peut être placée soit au fond du réservoir, soit à la partie supérieure ou même déverser au-dessus de la surface libre.

➤ Conduite de distribution:

Afin de faciliter le brassage de l'eau dans la cuve, l'orifice de départ du tuyau de distribution doit être situé le plus loin possible à l'opposé de l'arrivée, il sera placé dans le 0,15 ou 0,20 m du fond pour éviter d'entraîner les sédiments décantés de la cuve dans le tube de distribution.

➤ Trop plein:

Ce tuyau de trop-plein doit être capable de vider la totalité du débit  $Q$  au-dessus du niveau d'eau maximum dans le réservoir. Son parcours est dépourvu de robinets.

➤ Vidange:

Il commence au point bas du réservoir et se connecte au tuyau de trop-plein. Il a un robinet-vanne. Son diamètre dépend du temps de vidange du réservoir.

➤ By-pass entre adduction et distribution :

En cas d'indisponibilité (nettoyage ou réparation du réservoir), il est bon de prévoir une communication entre ces deux conduites.

➤ Comptage :

A la sortie de la conduite de distribution, un compteur doit être ménagé pour pouvoir effectuer des relevés périodiques de la consommation totale.

➤ Robinets- vannes :

Dans chaque canalisation (arrivée, départ, vidange.....) un robinet-vanne doit être prévu pour pouvoir effectuer le sectionnement de chacune de ces conduites en cas de besoin.

➤ Tuyauterie :

Pour la protection de tuyauterie contre la corrosion, celle-ci doit être galvanisée.

---

## **IV. CHAPITRE 04**

---

### **PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS**

---

## IV.1 Introduction

Le but pré-dimensionnement est de définir les dimensions de différents éléments de la structure.

Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version2003**, **CBA93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

## IV.2 Pré-dimensionnement des éléments

### IV.2.1 Les planchers

#### ➤ Introduction

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles se reposent sur 2,3 ou 4 appuis.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisations que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir de cette condition ci-après :

Les dimensions de ce plancher doivent respecter la condition suivant :

#### 1. Condition de résistance à la flexion (B.6.8.424 /CBA 93)

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30}$$

Avec :  $L_{\max}$  : distance maximale entre nus d'appuis

On a  $L_{\max} = 5.45$  m

$$\frac{5.45}{35} \leq e \leq \frac{5.45}{30}$$

$$0,15 \leq e \leq 0,18$$

2. d'isolation acoustique :  $\geq 16$  cm
3. de rigidité ou limitation de la flèche  $\leq 1/500$  ;

Pour faciliter la mise en œuvre de coffrage on prend  $e = 20$ cm

### IV.2.2 Les poutres

#### Introduction

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulées sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91 et vérifient les dimensions données par le RPA2003 version 2003.

**Selon BAEL91 :**

La hauteur totale de la poutre :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

La largeur de la poutre:

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

**Selon le RPA99 (zone IIa) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4.0 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right.$$

❖ Dimension à respecter par les poutres :

• Poutre principale :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{5,45}{15} \leq h_t \leq \frac{5,45}{10} \\ 0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} h_t = 50 \text{ cm.} \\ b = 35 \text{ cm.} \end{cases}$$

**Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 50 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 35 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ 50/35 \leq 4.0 \end{array} \right. \Rightarrow \text{C.V}$$

• Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{4,7}{15} \leq h_t \leq \frac{4,7}{10} \\ 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} h_t = 45 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

**Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 45 \text{ cm} \geq 30\text{cm} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \\ 45/30 \leq 4.0 \end{array} \right. \Rightarrow \text{CV}$$

**Conclusion :**

$$\begin{cases} \text{Poutre principale : (35X50)} \\ \text{Poutre secondaire : (30X45)} \end{cases}$$

### IV.2.3 Les escaliers

#### ➤ Escaliers à volées droites avec palier intermédiaire

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

Avec :

H : la hauteur d'étage

g : Giron

$e_p$  : Épaisseur de paillasse

h : hauteur de la contre marche

L : la longueur de la paillasse

n : nombre de contre marche

La longueur de la marche et la Hauteur du contre marche doivent vérifier la condition de « BLONDEL »

$$60 \leq g + 2h \leq 65$$

$$\begin{cases} g = \frac{L}{n} ; & \text{avec } n : \text{nombre des marches.} \\ h = \frac{H}{(n+1)} ; & \text{avec } n+1 : \text{nombre des contre - marches.} \end{cases}$$

On a :

$$n = 34 \Rightarrow n + 1 = 35$$

$$\begin{cases} \text{La longueur de marche : } g = \frac{3.74}{17} = 0,22 \text{ m.} \\ \text{La hauteur de marche : } h = \frac{700}{35} = 0,20 \text{ m.} \end{cases}$$

#### ➤ Vérification de la relation de Blondel

$$\begin{cases} 60 \leq g + 2h \leq 65 & 60 \leq 62 \leq 65 \\ 20 \leq g \leq 25 & 20 \leq 22 \leq 25 \end{cases} \Rightarrow \text{La formule de « BLONDEL » est}$$

vérifiée.

#### ➤ Epaisseur de la paillasse

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e » telle que :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Où :

$$\text{tg } \alpha = \frac{H}{l} \text{ avec } H = 3,25 \text{ m. } l = 3,622 \text{ m}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{3,25}{3,622} = 0,89 \Rightarrow \alpha = 41,66$$

$$\cos \alpha = \frac{l}{l_1} \Rightarrow \cos \alpha = \frac{3,622}{l_1} \Rightarrow l_1 = 4,849 \text{ m.}$$

$$L = 4,849 + 0,78 = 5,629 \text{ m.}$$

Donc :

$$\begin{cases} \frac{5,629}{30} \leq e \leq \frac{5,629}{20} \\ 0,187 \leq e \leq 0,28 \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte : } e_p = 20 \text{ cm}$$

#### IV.2.4 Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du CBA93 préconisent de prendre la section réduite. En enlevant une bande de largeur de « 1cm » sur toute la périphérie de la section droite afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

##### ➤ Principe

Les poteaux sont pré dimensionné en compression simple. Nous choisissons les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tous en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

##### • Etapes de pré dimensionnement (calcul)

- On considère les poteaux les plus sollicités.
- On calcule les surfaces reprises par chaque poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent à chaque poteau.
- La section du poteau est alors calculée à l'état limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du béton selon le « **BAEL 91 modifié 99** » et cette section doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** ».

- La formule générale de la section réduite selon (BAEL) [7]

$$Br \geq \frac{K\beta Nu}{\frac{\theta f_{bu}}{0,9} + 0,85 \frac{f_{ed}}{100}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} \Rightarrow f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow \frac{400}{1,15} = 347,82 \text{ MPa.}$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 1.10 \text{ si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ \quad K = 1.20 \text{ et } f_{c28} \text{ à remplacer par } f_{cj} \\ \text{si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours} \\ \quad K = 1.00 \text{ pour les autres cas} \end{array} \right.$$

Avec:

- $f_{c28}$  : Résistance à la compression du béton  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ ;
- $f_e$  : Limite d'élasticité de l'acier utilisé  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;
- $\gamma_b = 1,5$  situation durable ou transitoire
- $\gamma_b = 1,15$  situation accidentelle
- $\gamma_s = 1,15$  situation durable ou transitoire
- $\gamma_s = 1$  situation accidentelle
- $\theta =$  est en fonction de la durée T d'application des combinaisons d'action :
- $\theta = 1$  :  $T > 24\text{h}$
- $\theta = 0,9$  :  $1\text{h} \leq T \leq 24\text{h}$
- $\theta = 0,85$  :  $T < 1\text{h}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \quad f_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\beta$  : Coefficient dépendant de l'élanement mécanique «  $\lambda$  » des poteaux qui est défini comme suit :

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 \dots \dots \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = \frac{0,85 \lambda^2}{1500} \dots \dots \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

$a$ : la plus petite cote.

Comme le calcul se fait en compression centrée, on fixe l'élanement mécanique forfaitairement à  $\lambda = 35$ , (pour que toutes les armatures participent à la résistance).

$$B_r \geq \frac{1 \times 1.2 \times N_u \times 10^3}{1 \times \frac{14.2}{0.9} + \frac{0.85}{100} \times 348} = 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$$

On adopte un poteau carré :  $B_r = (a - 2)^2 \Rightarrow a = \sqrt{B_r} + 2$

En doit majorer la surface de 15%.

La surface revenant à ce poteau est  $S = 25.615 \text{ m}^2$ .

La surface majorée (15%)  $S' = 29,457 \text{ m}^2$ .

#### ➤ La descente de charge des poteaux

**Tableau IV. 1** Descente de charge

Elément	G (KN)	Q (KN)
Plancher	$29,457 \times 25 \times 0,20 = 147,285$	$1 \times 29,615$
Retombée poutre principale	$(0,35 \times 0,3) \times 25 \times 5 = 13,125$	/
Retombée poutre secondaire	$(0,3 \times 0,25) \times 25 \times 4,3 = 8,062$	/
Total	168,472	29.615

#### ➤ Calcul de $N_u$

$$N_u = 1,35G + 1,5 Q.$$

$$N_u = 271.8597 \text{ KN.}$$

$$B_r \geq 0.64 N_u$$

$$B_r = 173,99 \text{ m}^2.$$

On suppose que le poteau à une section carrée ( $a=b$ )

$$B_r = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2.$$

La section minimale des poteaux dans notre cas selon le **RPA99/2003** ( $a \times a$ ) = (25 x 25) cm<sup>2</sup>.

Pour notre ouvrage on adopte des poteaux de section **(40 x 40) cm<sup>2</sup>**.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit:**

L'effort normal de compression de calcul sous sollicitations dues au séisme est lié condition suivant :

$$V = \frac{N}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : N : l'effort normal de compression s'exerçant sur la section du poteau.

B : l'aire de la section transversale du poteau.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$V = \frac{271.8597.10^3}{16.10^6 \times 25} = 0.00679 \leq 0.3 \text{ donc l'effort normal réduit est vérifié}$$

➤ **Vérification du flambement des poteaux**

On doit vérifier que :  $\lambda \leq 35$

Avec :

$$\lambda = L_f / i \quad (\text{l'élancement}).$$

$$L_f = 0.5l_0 \quad (\text{la hauteur de poteau}).$$

$$i = \sqrt{I/B} \quad (\text{rayon de giration de la section transversale}).$$

$$I = \frac{bh^3}{12}, B = b \times h \Rightarrow I = \frac{0.4^4}{12} = 2.13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4, B = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{2.13 \cdot 10^{-3} / 0.16} = 0.115$$

$$L_f = 0.5 \times 7 = 3.5 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.5 / 0.115 \Rightarrow \lambda = 30.33 \quad \text{donc le flambement des poteaux est vérifié}$$

#### IV.2.5 Les parois en béton armé

Les parois sont des murs voiles fondés sur un radier, ils ont un comportement d'un mur de soutènement.

On a :

$$H : \text{la hauteur de paroi} \quad \Rightarrow H = 7 \text{ m.}$$

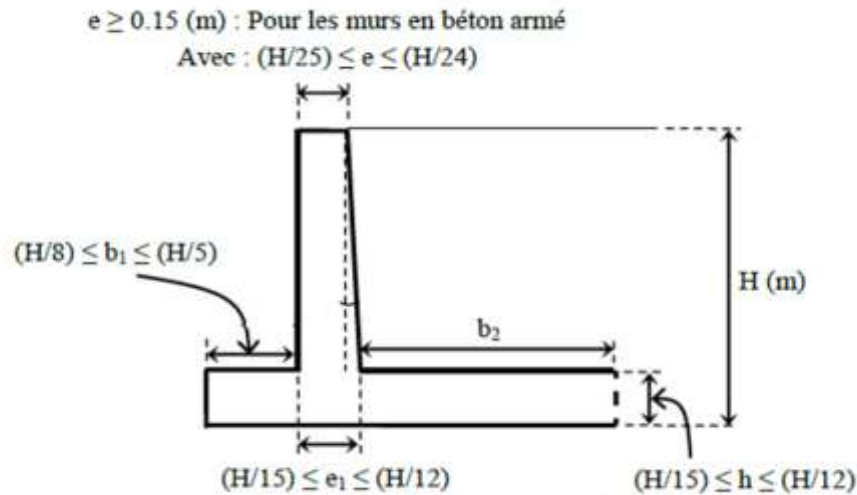


Figure IV. 1 Pré dimensionnement de paroi de réservoir

- L'épaisseur de côté supérieure

$$\begin{cases} (H/25) \leq e \leq (H/24) \\ 0.28 \leq e \leq 30 \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte } e = 30 \text{ cm}$$

- L'épaisseur de côté inférieure

$$\begin{cases} (H/15) \leq e_1 \leq (H/12) \\ 0,46 \leq e_1 \leq 0,58 \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte } e = 50 \text{ cm}$$

- La longueur de consoles extérieures

$$\begin{cases} (H/8) \leq b_1 \leq (H/5) \\ 0,8 \leq b_1 \leq 1,4 \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte } b_1 = 80 \text{ cm}$$

#### IV.2.6 Radier général

- L'épaisseur de Radier

$$\begin{cases} (H/15) \leq h \leq (H/12) \\ 0,46 \leq h \leq 0,58 \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte } h = 50 \text{ cm}$$

### IV.3 Descente de charges

#### IV.3.1 Introduction

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

#### IV.3.2 Poids de lanterneau

Lanterneau est constitué d'une dalle et des parois :

➤ **Le poids propre de la dalle**

Nous avons:

La longueur de dalle : 5,85 m.

La largeur de dalle : 5,1 m

L'épaisseur de la dalle : 20 cm.

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

Donc :

$$P_d = \gamma_b (e \cdot l \cdot L) = 25 (0.2 \times 5.1 \times 5.85) \Rightarrow P_d = 149.175 \text{ KN}.$$

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

On calcul d'abord leur poids surfacique G

**Tableau IV. 2** Le poids de l'étanchéité et l'enduit de ciment.

Elément	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
Etanchéité	0.02	6	0.12
Enduit de ciment	0.02	10	0.2

$$\Sigma G = 0.32 \text{ KN/m}^2$$

Donc leur poids propre est:

$$P_e = G (l \cdot L) = 0.32 (5.1 \times 5.85) \Rightarrow P_e = 9,547 \text{ KN}.$$

➤ **Le poids de voile de lanterneau**

On a:  $l = 1\text{m}$ .

$$L_1 = 5.85\text{m}$$

$$L_2 = 5.1\text{m}$$

$$e = 20\text{cm}$$

• **Le poids du voile sans ouvertures**

$$P_{v1} = \gamma_b (l \cdot L_1 \cdot e) = 25 (1 \times 5.85 \times 0.20) \Rightarrow P_{v1} = 29.25\text{KN}.$$

$$P_{v2} = \gamma_b (l \cdot L_2 \cdot e) = 25 (1 \times 5.1 \times 0.20) \Rightarrow P_{v2} = 25.5 \text{ KN}.$$

$$P_v = P_{v1} + P_{v2} = 29.25 + 25.5 \Rightarrow P_v = 54.75 \text{ KN}.$$

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

- **Le poids du voile avec ouverture**

$$P_v = 54.75 \times 0,8 = 43.8 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc : } P_{\text{lanter}} = P_d + P_v + P_e = 43.8 + 9.547 + 149.175 \Rightarrow P_{\text{lanter}} = 202.522 \text{ KN.}$$

### IV.3.3 Le poids de la couverture

Le poids total de la couverture :

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

- **Le poids propre de la couverture est**

$G_c = e \cdot \gamma_b$  avec :  $e$  l'épaisseur de la couverture

Avec l'épaisseur de la couverture  $e = 0.2 \text{ m}$  et  $\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$

$$\text{Donc : } G_c = 0.2 \times 25 \Rightarrow G_c = 5 \text{ KN/m}^2$$

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

**Tableau IV. 3** Valeurs des poids surfacique des trois couches

Désignation	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
Dalle en béton armé	0.2	5
Isolation	0.05	0.16
Etanchéité	0.02	0.12

$$\Sigma G = 5 + 0.16 + 0.12 \Rightarrow \Sigma G = 5.28 \text{ KN/m}^2$$

- **Calcul des surfaces de la couverture**

La surface de la couverture sans ouverture:

$$S1 = (L \cdot l) = (22.1 \times 18.5) \Rightarrow S1 = 408.85 \text{ m}^2$$

La surface de l'ouverture S2

$$S2 = s_1 + s_2 \quad \text{avec : } s_1 : \text{ la surface d'ouverture de lanterneau}$$

$s_2$  : la surface d'ouverture des escaliers

$$S2 = (5.85 \times 5.1) + (9.5 \times 3.2) \Rightarrow S2 = 90.635 \text{ m}^2$$

La surface de la couverture avec ouverture:

$$S = S1 - S2 = 408.85 - 90.635 \Rightarrow S = 318.215 \text{ m}^2.$$

### Le poids total de la couverture

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

$$P_{\text{couv}} = 318.215 \times 5.28 \Rightarrow P_{\text{couv}} = 1680.17 \text{ KN.}$$

### IV.3.4 Poids des parois

- **Poids du voile (parois)**

$P_{\text{paroi}}$ : le poids de la paroi (poids du béton + l'enduit)

- **Le poids du béton**

Pour  $L = 18.5\text{m}$

$$Pb1 = (V_1 \cdot \gamma_b) = \left[ \frac{(0.2 \times 7)}{2} + (0.3 \times 7) \right] 3 \times 18.5 \times 25$$

$$Pb1 = 3885 \text{ KN.}$$

Pour  $L = 22.1\text{m}$

$$Pb2 = (V_2 \cdot \gamma_b) = \left[ \frac{(0.2 \times 7)}{2} + (0.3 \times 7) \right] 2 \times 22.1 \times 25$$

$$Pb2 = 3094 \text{ KN.}$$

- **Le poids d'enduit**

$$Pen_1 = (l \cdot e \cdot h \cdot \gamma_e) 2 = (22.1 \times 0.02 \times 7 \times 10) 2$$

$$Pen_1 = 61.88 \text{ KN.}$$

$$Pen_2 = (l \cdot e \cdot h \cdot \gamma_e) 2 = (18.5 \times 0.02 \times 7 \times 10) 2$$

$$Pen_2 = 51.8 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{paroi}} = Pb1 + Pb2 + Pen_1 + Pen_2 = 7092,68 \text{ KN.}$$

### IV.3.5 Poids de l'eau

$$P_{\text{eau}} = \gamma_{\text{eau}} * V$$

Avec  $V$ : le volume d'eau.

$$\gamma_{\text{eau}} = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$P_{\text{eau}} = 10 \times 2000 \Rightarrow P_{\text{eau}} = 20000 \text{ KN}$$

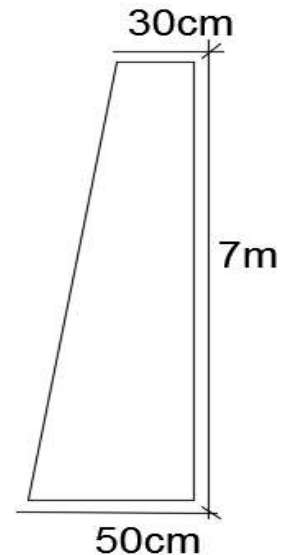


Figure IV. 2 La section des parois

### IV.3.6 Poids des poteaux

$$P_{\text{pot}} = (\gamma_b * V_{\text{pot}}) * 6 = 25(0.4 \times 0.4 \times 7)6 \Rightarrow P_{\text{pot}} = 168 \text{ KN.}$$

### IV.3.7 Poids de la retombée poutre

$$P_{\text{RP}} = P_{\text{RPP}} + P_{\text{RPS}}$$

#### ➤ Retombée poutre principale

$$P_{\text{RPP}} = (L \times h \times b) 25 = (22.1 \times 0.30 \times 0.35) 25 \Rightarrow P_{\text{RPP}} = 2.32 \text{ KN}$$

#### ➤ Retombée poutre secondaire

$$P_{\text{RPS}} = (L \times h \times b) 25 = (19 \times 0.25 \times 0.30) 25 \Rightarrow P_{\text{RPS}} = 1.425$$

$$\text{Donc : } P_{\text{RP}} = P_{\text{RPP}} + P_{\text{RPS}} \Rightarrow P_{\text{RP}} = 3.745 \text{ KN}$$

### IV.3.8 Poids de L'Acrotère

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml :

$$G = \rho \times S$$

Avec

S : la surface transversale total de l'acrotère

$\rho$  : le poids volumique de béton  $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

La surface de l'acrotère :

$$S = (0.03 \times 0.15) / (2) + (0.09 \times 0.15) + (0.6 \times 0.12) \Rightarrow S = 0,087 \text{ m}^2$$

$$G_p = 0.087 \times 25 \Rightarrow G_p = 2.175 \text{ KN}$$

$$G_r = 18 \times 0.02 (0.6 + 0.15 + 0.1552 + 0.09 + 0.15 + 0.47) \Rightarrow G_r = 0.58 \text{ KN/ml.}$$

$$G_t = 2.175 + 0.58 \Rightarrow G_t = 2.76 \text{ KN.}$$

### IV.3.9 Poids des escaliers

#### ❖ Palier

**Tableau IV. 4** Poids propre de palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (KN)
Poids propre de palier	20	(1.22 × 1)	25	6.1
		(1 × 1)		5
G <sub>T</sub>				11.1

## ❖ Paillasse

Tableau IV. 5 Poids propre de paillasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	Section (cm <sup>2</sup> )	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids propre (KN)
Poids propre de paillasse	20	(4.849×1)	25	32.45
Poids propre de la marche	17/2	(0.22×1)34	20	12.716
GT				45.166

$$P_{esc} = 45.166 + 11.1 \Rightarrow P_{esc} = 56.266 \text{ KN}$$

$$P_{esc} = 2 \times 56.266 + 42.61 \Rightarrow P_{esc} = 155.13 \text{ KN}$$

**IV.3.10 Poids de chambre des vannes**

La chambre des vannes est constituée d'une dalle et des parois :

➤ **Chambre 01**• **Le poids propre de la dalle**

Nous avons:

La longueur de dalle : 7 m.

La largeur de dalle : 4.35 m

L'épaisseur de la dalle : 20 cm.

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

$$\text{Donc : } P_d = \gamma_b (e \cdot l \cdot L) = 25(0.2 \times 7 \times 4.35) \Rightarrow P_d = 152.25 \text{ KN.}$$

• **Le poids propre des parois**- **Paroi a**

Nous avons:

La longueur de la paroi : 7 m.

La largeur de la paroi : 3.95 m

L'épaisseur de la paroi : 20 cm.

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

Donc :  $P_{\text{paroi}} = \gamma_b (e \cdot l \cdot L) = 25(0.2 \times 7 \times 3.95) \Rightarrow P_{\text{paroi}} = 138.25 \text{ KN}$ .

- **Paroi b**

Nous avons:

La longueur de la paroi : 4.35 m.

La largeur de la paroi : 3.95 m

L'épaisseur de la paroi : 20 cm.

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

Donc :  $P_{\text{paroi}} = \gamma_b (e \cdot l \cdot L) = 25(0.2 \times 4.35 \times 3.95) \Rightarrow P_{\text{paroi}} = 85.912 \text{ KN}$ .

$P_{\text{chamb1}} = P_{\text{paroi}} + P_{\text{paroi}} + P_d = 125.25 + 138.25 + 85.912 \Rightarrow P_{\text{chamb1}} = 376.412 \text{ KN}$

➤ **Chambre 02**

• **Le poids propre de la dalle**

Nous avons:

La longueur de dalle : 5.9 m.

La largeur de dalle : 3.3 m

L'épaisseur de la dalle : 20 cm.

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

Donc :  $P_d = \gamma_b (e \cdot l \cdot L) = 25(0.2 \times 3.3 \times 5.9) \Rightarrow P_d = 97.35 \text{ KN}$ .

• **Le poids propre des parois**

- **Paroi a**

Nous avons:

La longueur de la paroi : 3.3 m.

La largeur de la paroi : 3 m

L'épaisseur de la paroi : 20 cm.

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

Donc :  $P_{\text{paroi}} = \gamma_b (e \cdot l \cdot L) = 25(0.2 \times 3.3 \times 3) \Rightarrow P_{\text{paroi}} = 49.5 \text{ KN}$ .

- **Paroi b**

Nous avons:

La longueur de la paroi : 5.9 m.

La largeur de la paroi : 3 m

L'épaisseur de la paroi : 20 cm.

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

Donc :  $P_{\text{paroi}} = \gamma_b (e \cdot l \cdot L) = 25(0.2 \times 5.9 \times 3) \Rightarrow P_{\text{paroi}} = 88.5 \text{ KN}$ .

$P_{\text{chamb2}} = P_{\text{paroi}} + P_{\text{paroi}} + P_d = 235.35 \text{ KN}$

$P_{\text{chamb}} = P_{\text{chamb1}} + P_{\text{chamb2}} = 376.412 + 235.35 \Rightarrow P_{\text{chamb}} = 611.762 \text{ KN}$

### Le poids total du réservoir d'eau

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

**Tableau IV. 6** Le poids total du réservoir d'eau

Elément	Poids (KN)
Lanterneau	202.52
la couverture	1680.1752
Parois	7092.68
Les escaliers	155.13
Les poteaux	168
Retombée poutre	3.745
$P_{\text{chamb}}$	611.762
l'eau	20000

Le poids du réservoir vide est:  $P_v = 9914.0122 \text{ KN}$

Le poids du réservoir plein est:  $P_p = 29914.0122 \text{ KN}$

## IV.4 Charges et surcharges

### IV.4.1 La pression hydraulique

La pression d'eau s'applique horizontalement sur les parois

$$P_{\text{eau}} = \gamma_{\text{eau}} \times h$$

$$\gamma_{\text{eau}} = 10 \text{ KN/m}^3$$

$$P_{\text{eau}} = 10 \times 5.3 \Rightarrow 53 \text{ KN/m}^3$$

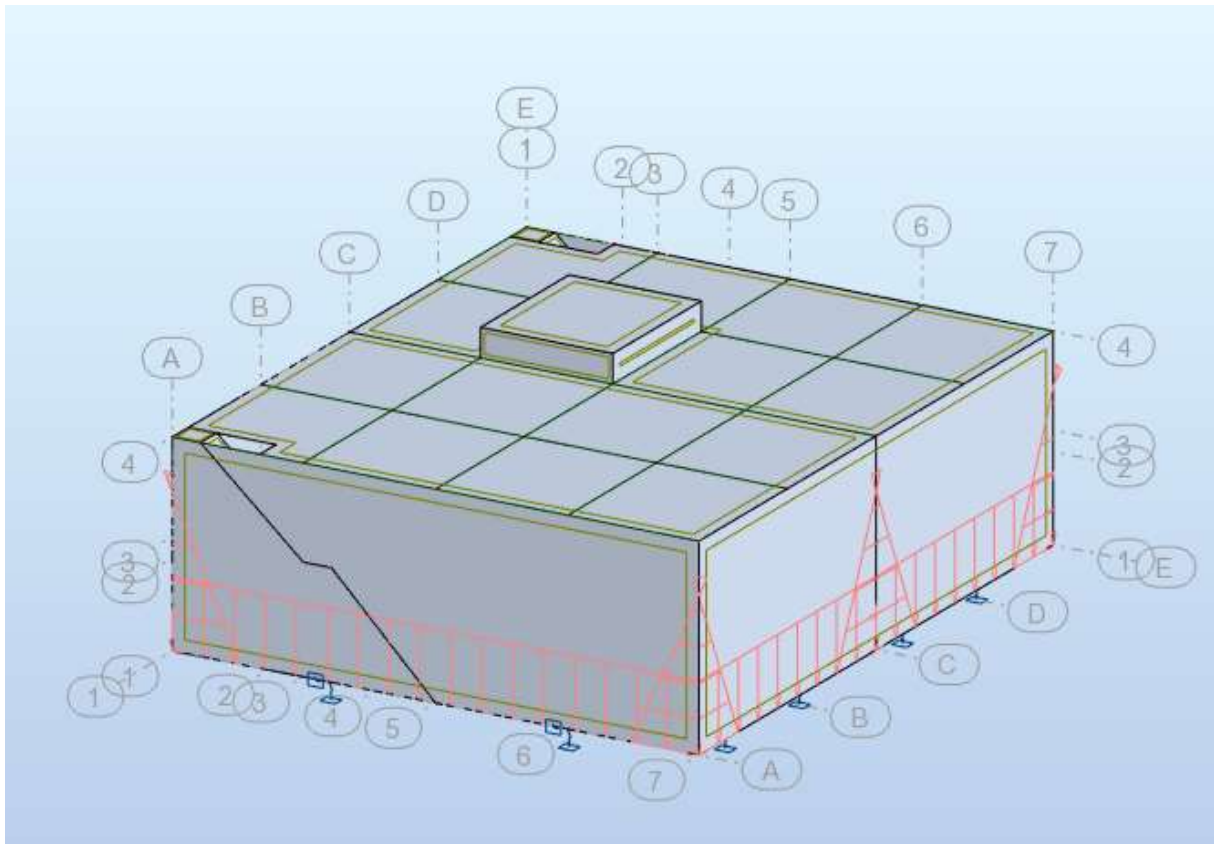


Figure IV. 3 la pression de l'eau

#### IV.4.2 La poussée des terres

$$P_t = \gamma_{\text{sol}} Z K_a$$

Calculée à partir de la théorie de coulomb-Rankine.

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left( \frac{180}{4} - \frac{30}{2} \right)$$

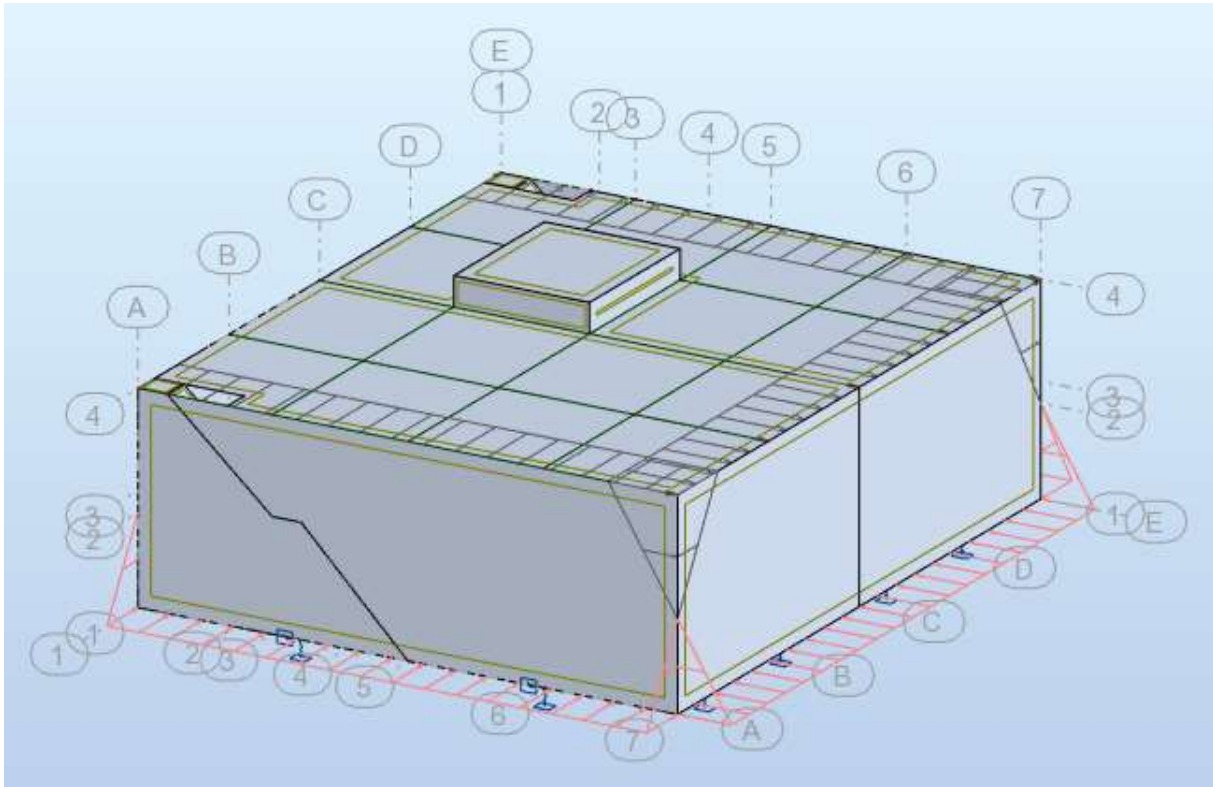
Donc :  $K_a = 0,33$

$$\gamma_{\text{sol}} = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$Z = 3.05\text{m}$$

La valeur max  $P_t$  est :

$$P_t = 19,12 \text{ KN/m}^2 \quad \text{à la base}$$



**Figure IV. 4** Poussée des terres

#### IV.4.3 La poussée dynamique des terres

La poussée dynamique des terres globale qui s'exerce à l'arrière du mur est donnée selon la méthode de Mononobe-Okabe par :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \gamma (1 \pm K_v) H^2 K_{ad}$$

Avec :

H : hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $P_{ad}$ ,  $H = 3.05\text{m}$

$K_{ad}$  : coefficient de poussée dynamique  $\Rightarrow K_{ad} = 0,52$

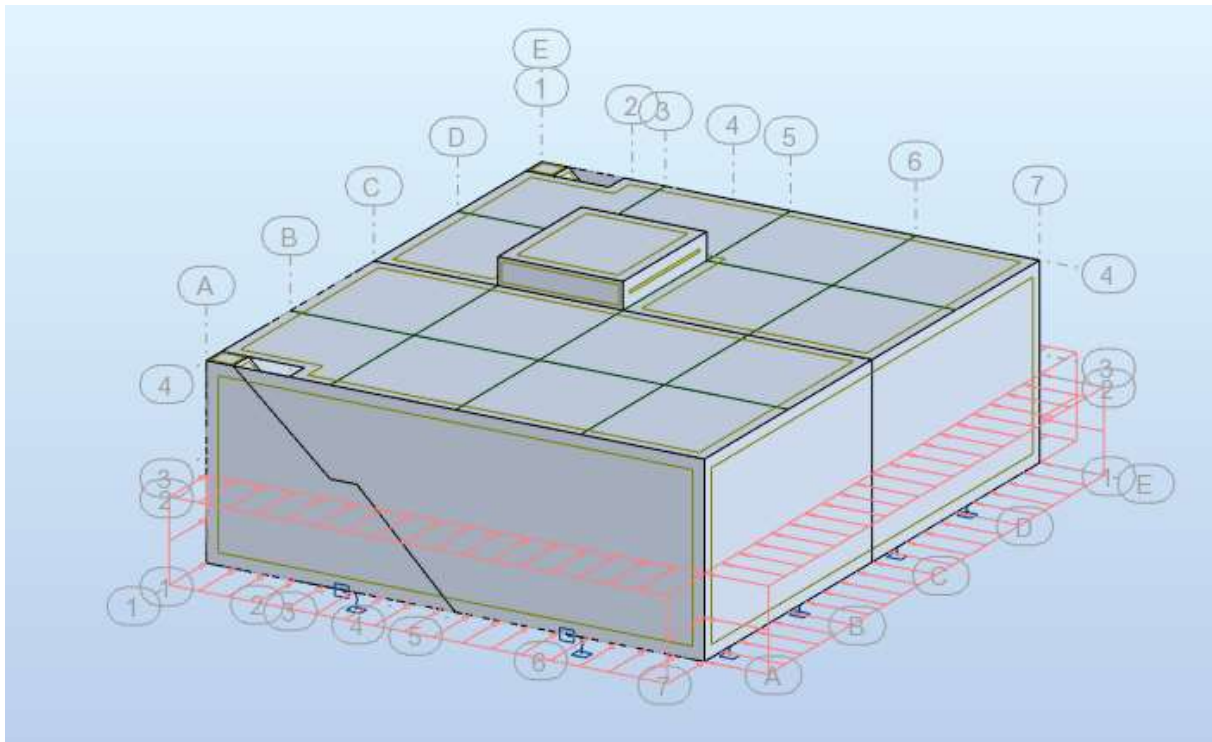
$\gamma$  : Poids volumique de remblai,  $\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$

$K_h = A$  ;  $K_v = 0.3 * K_h$  .....(RPOA) ;

A : coefficient d'accélération de la zone d'étude  $\Rightarrow A = 0.2$

$K_v = 0.3 \times 0.2 \Rightarrow K_v = 0,06$

$P_{ad} = \frac{1}{2} \times 19(1 \pm 0.06) 3.05^2 \times 0.52 \Rightarrow P_{ad} = 48.71 \text{ KN.}$



**Figure IV. 5** Poussée dynamique des terres

#### IV.4.4 Effet de la température

Il faut considérer les sollicitations dues aux déformations imposées par les variations de température, ainsi que les sollicitations dues au gradient thermique qui apparaissent dans la paroi, lorsque la température du liquide diffère de la température extérieure.

##### ➤ Calcul du gradient thermique entre les deux faces de la paroi

#### Selon fascicule 74

On note :

$T_e$  : Température extérieure en degrés Celsius

$T_i$  : Température du liquide en degrés Celsius

$\Delta t = T_e - T_i$  : Gradient thermique

$\lambda_b = 1.75 \text{ W / m}^\circ\text{C}$  : Coefficient de conduction du béton

$1/h_i = 0.005 \text{ m}^2\text{C/W}$  : Résistance surfacique de la paroi en contact avec l'eau.

$1/h_e = 0.06 \text{ m}^2\text{C/W}$  : Résistance surfacique de la paroi extérieure

$h_0$  : épaisseur de la paroi en mètres

$$Cu = \frac{1}{\frac{1}{h_e} + \frac{1}{h_i} + \frac{h_0}{\lambda_b}} : \text{Coefficient de transmission utile}$$

L'expression du gradient thermique est :

$$\Delta t = \frac{(T_e - T_i) Cu h_0}{\lambda_b}$$

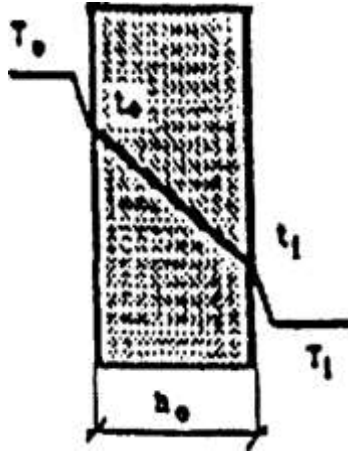


Figure IV. 6 Gradient thermique

➤ **Calcul de gradient thermique**

• **Pour les parois**

Coefficient de transmission utile

$$Cu = \frac{1}{\frac{1}{h_e} + \frac{1}{h_i} + \frac{h_0}{\lambda_b}} = 4,23$$

Gradient thermique

$$\Delta t = \frac{(30-10)4,23 \cdot 0,3}{1,75} = 14,5 \text{ C}$$

**5. Pour la dalle**

Coefficient de transmission utile :

$$Cu = \frac{1}{\frac{1}{h_e} + \frac{1}{h_i} + \frac{h_0}{\lambda_b}} = 5,58$$

Gradient thermique :

$$\Delta t = \frac{(30-10)5,58 \cdot 0,2}{1,75} = 12,75 \text{ C}$$

**IV.4.5 Charge de neige**

La charge de la neige donnée par la formule suivant DTR C2-47.

$$S = \mu \cdot S_k$$

Avec :

$S_k$  : est la charge de la neige sur le sol (fonction de l'altitude et la zone de neige)

Wilaya de Bouira groupe de commune II donc zone A

$$S_k = \frac{0,07 H + 15}{100} \text{ avec } H = 540 \text{ m (altitude).}$$

$$S_k = 0,528 \text{ KN/m}^2.$$

$\mu$  : est coefficient d'ajustement des charge (fonction de forme de toiture)

$$\mu = 0,8$$

$$S = \mu \cdot S_k = 0,8 \cdot 0,528 = 0,422 \text{ KN/m}^2.$$

---

**V. CHAPITRE 05**

---

**ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES**

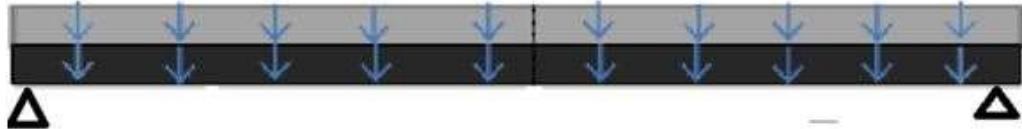
---

## V.1 Calcul de lanterneau

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

#### ➤ Description

La dalle de lanterneau est une plaque rectangulaire de 0.2 d'épaisseur et 5,85 m. de longueur et 5,1 m de largeur.



**Figure V. 1** Schéma statique de la dalle reposant sur le voile.

#### ➤ Les valeurs des charges

On considère les combinaisons de charge suivantes :

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

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

Avec :

$g$ : Le poids propre de la dalle  $= \gamma_b * e = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$ .

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

$G = 5 + 0.32 = 5.32 \text{ KN/m}^2$ .

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

$P_u = 1.35 \times 5.32 + 1.5 \times 1 \Rightarrow P_u = 8.682 \text{ KN/m}^2$ .

$P_s = 5.32 + 1 \Rightarrow P_s = 6.32 \text{ KN/m}^2$ .

Le panneau a pour dimensions :

$L_x = 5,1 \text{ m}$  et  $L_y = 5.85 \text{ m}$ .

Soit :  $\alpha = \frac{l_x}{L_y} = \frac{5.1}{5.85} \Rightarrow \alpha = 0,871 > 0.4 \rightarrow$  La dalle porte dans les deux sens

➤ **Calcul Des Sollicitations**

• **Moments fléchissant**

- **Moments dans le panneau de dalle articulée sur son contour**

Le panneau de dalle porte dans les deux sens, pour une bande de largeur unité et au centre de la dalle, on a :

$$\text{Sens } l_x : M_{ox} = \mu_x p * L^2_x$$

$$\text{Sens } l_y : M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$$

**Tableau V. 1** Calcul des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x = 1/8 * (1 + 2.4 * \alpha^3)$	$\mu_y = \alpha^2 * (1 - 0.95 * (1 - \alpha)^2)$
0,871	0,048	0,746

- **Moments dans le panneau de dalle continu**

Bande de largeur 1 m parallèle à  $l_x$  :

On a

$$M_{ox} = \mu_x * P * L_x^2$$

En travée :  $M_{tx} = 0.75 * M_{ox}$

Sur appuis :  $M_{ax} = 0.5 * M_{ox}$

Bande de largeur 1 m parallèle à  $l_y$  :

On a

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$$

En travée:  $M_{ty} = 0.75 * M_{oy}$

Sur appuis:  $M_{ay} = 0.5 * M_{oy}$

On récapitule les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau V. 2** Calcul des moments en travée et sur appui dans les deux directions

	$M_{ox}$ (kN.m)	$M_{oy}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)
<b>ELU</b>	10.83	8.07	5.41	8.12	4.035	6.05
<b>ELS</b>	7.89	5.88	3.94	5.91	2.94	4.41

Les valeurs minimales à respecter sont :

- **A ELU :**

En travée :  $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$

$M_{ty} = 6.05 \text{ kN.m} \geq \frac{8.12}{4} = 2.03 \text{ kN.m (ok)} ; \text{ Donc : } M_{ty} = 6.05 \text{ kN.m}$

Sur appuis :  $M_{ay} = M_{ax}$ ,

On a  $M_{ay} = 4.035 \text{ kN.m}$  et  $M_{ax} = 5.41 \text{ kN.m}$

$M_{ay} < M_{ax} ; \text{ d'où } M_{ay} = 5.41 \text{ kN.m}$

- **A ELS :**

En travée :  $M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$

$M_{ty} = 4.41 \text{ kN.m} \geq \frac{5.91}{4} = 1.47 \text{ kN.m (ok)} ; \text{ Donc : } M_{ty} = 4.41 \text{ kN.m}$

Sur appuis :  $M_{ay} = M_{ax}$ ,

On a  $M_{ay} = 2.94 \text{ kN.m}$  et  $M_{ax} = 3.94 \text{ kN.m}$

$M_{ay} < M_{ax} ; \text{ d'où } M_{ay} = 3.94 \text{ kN.m}$

**Tableau V. 3** Moments retenus en travée et sur appui

	ELU		ELS	
	Sens lx	Sens ly	Sens lx	Sens ly
Moment en travée (kN.m)	8.12	6.05	5.91	4.41
Moment sur appui (kN.m)	5.41	5.41	3.94	3.94

On a  $\alpha > 0,40$

Au milieu du grand coté :  $V_x = \frac{P \cdot Lx}{2 \cdot (1 + \frac{\alpha}{2})}$

Au milieu du petit côté :  $V_y = \frac{P \cdot Lx}{3} \leq V_{ux}$

**Tableau V. 4** Calcul des efforts tranchants

	ELU	ELS
$V_x$ (kN)	15.42	11.22
$V_y$ (kN)	$14.75 \leq V_{ux}$	$10.744 \leq V_{Sx}$

➤ **Calcul Des Armatures**

- **Nécessité d'armatures transversales**

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur :

$$\tau_u = \frac{Vu}{d} = \frac{0.01542}{0.18} = 0,0856 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 * f_{c28}}{1,5} = \frac{0.07 * 25}{1,5} = 1.166 \text{MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$  Donc les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

- **Armatures longitudinales**

Avec :  $b = 1 \text{m}$  ;  $d' = 2 \text{cm}$  ;  $d = 18 \text{cm}$  ;  $f_{bu} = 14,16 \text{MPa}$  ;  $f_{su} = 347.826 \text{MPa}$ .

**Tableau V. 5** Tableau de calcul des armatures longitudinales

		En travée	En travée	Sur appuis
		«sens lx»	« sens Ly »	
Dimensionnement à L'ELU	$M_u$ (KN. m)	8.12	6.05	5.41
	$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}}$	0,017	0,016	0,015
	$\mu_l = 0,39(f_e = 400) > \mu_{bu}$	Ok	Ok	Ok
	$A_{sc}$ (cm)	0	0	0
	$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.021	0,020	0,018
	$y_u = \alpha \cdot d$ (m)	0,0037	0,0034	0,0032
	$Z$ (m) = $d - 0,4 y_u$	0,178	0,178	0,178
	$A_{st} \text{ (cm}^2/\text{ml)} = \frac{Mu}{Z F_{su}}$	1.31	0.97	0.87

- **Vérification condition de non fragilité**

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

- **La nappe supérieure**

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$B = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.2 \cdot \frac{2.1}{400} = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{appui}}) \Rightarrow A_s = 10.5 \text{ cm}^2$$

On adopte 7HA14

- **La nappe inférieure**

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$B = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.2 \cdot \frac{2.1}{400} = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{trav}}) \Rightarrow A_s = 10.5 \text{ cm}^2$$

On adopte 7HA14

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(0.1 * 25; 4 \text{ MPa})$$

Sans x :

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b*d} = \frac{15.42}{100*180} = 0.85 \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{cv}$$

Sans y :

$$\tau_u = \frac{V_{uy}}{b*d} = \frac{14.75}{100*180} = 0.81 \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{cv}$$

➤ **Dispositions constructives**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{7} \Rightarrow S_t = 14.28 \text{ cm.}$$

Espacement :

On a :  $h_0 = 0.2 \text{ m}$

- Sens lx :  $S_t \leq \min \begin{cases} 3h_0 \text{ m.} \\ 0.33 \text{ m.} \end{cases} = \min \begin{cases} 3 * 0.2 \text{ m.} \\ 0.33 \text{ m.} \end{cases} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 0,33 \text{ m.}$
- Sens ly :  $S_t \leq \min \begin{cases} 4h_0 \text{ m.} \\ 0,45 \text{ m.} \end{cases} = \min \begin{cases} 3 * 0.2 \text{ m.} \\ 0.45 \text{ m.} \end{cases} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 0,45 \text{ m.}$

Sur appui :

$$S_t \leq 0,33 \text{ m} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$$

### V.1.2 Calcul du voile rectangulaire

#### ➤ Description

Le voile est de forme rectangulaire de 0.20m d'épaisseur et 5,85 m. de longueur et 5,1 m de largeur et de hauteur 1m, on néglige l'effet du vent sur le voile puisque il a une petite hauteur, par conséquent le voile sera soumis à la compression

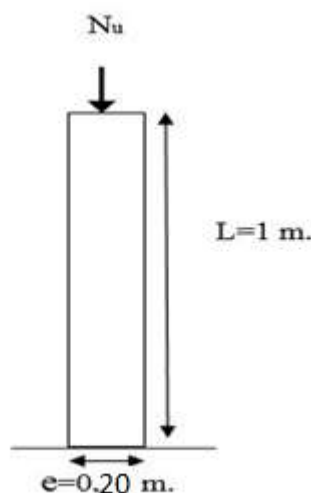


Figure V. 2 Schéma statique du voile

#### ➤ La charge d'exploitation

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

$$Q = S \cdot q$$

$$\text{On a : } q=1\text{KN/m}^2$$

$$S = 5.85 \times 5.1 = 29.83 \text{ m}^2$$

$$Q = 29,83 \cdot q = 29,83\text{KN.}$$

D'où :

$$\begin{cases} \text{La charge permanente sur le lanterneau est : } G = P_{\text{lantere}} = 202.52 \text{ KN.} \\ \text{La charge d'exploitation sur le lanterneau est : } Q = 29,83 \text{ KN.} \end{cases}$$

#### ➤ Evaluation de la sollicitation Nu

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

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$N_u = 1.35 \times 202.52 + 1.5 \times 29.83$$

$$N_u = 318.14 \text{ KN.}$$

Il sera calculé comme un poteau rectangulaire encastré dans la couverture.

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

### ➤ Le ferrailage

$L_0$ : la longueur libre tel que:  $L_0 = 1 \text{ m}$ .

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

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

$$I_{\min} = I_{\text{plain}} - I_{\text{vide}} = \frac{5.1 \times 5.85^3}{12} - \frac{4.95 \times 5.7^3}{12} = 85.08 - 76.39 \Rightarrow I_{\min} = 8.68 \text{ m}^4.$$

B: la section du voile ; tel que:

$$B = S_{\text{plain}} - S_{\text{vide}} = (5.85 \times 5.1) - (4.95 \times 5.7) = 29.83 - 28.215 \Rightarrow B = 1.62 \text{ m}^2.$$

i: rayon de giration, tel que:

$$i = \sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} = \sqrt{\frac{8.68}{1.62}} = 2,31 \text{ m}$$

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2}{2,31} = 0,864 < 5.$$

$$\alpha = 0.85 / [1 + 0.2(\lambda / 2)^2] = 0,8194.$$

### ➤ Les armatures longitudinales (armatures principales)

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

$N_u$  : l'effort normal ultime  $N_u = 318.147 \text{ KN}$ .

$$B_r = [(5,85-0,02) \cdot (5,1-0,02)] - S_{\text{vide}} = 29,61 - 28,215 = 1,395 \text{ m}^2.$$

$$N_u \leq N_{\text{res}}$$

$N_{\text{res}}$  : l'effort normal résistant

$$N_{res} = \alpha \left[ Br \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$N_u \leq \alpha \left[ Br \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ \frac{N_u}{\alpha} - Br \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \Rightarrow A_s \geq \frac{1.15}{400} \left[ \frac{3.18.14 \cdot 10^3}{0.8194} - 1.395 \cdot 10^6 \frac{25}{0.9 \cdot 1.5} \right]$$

$$A_s \geq - 2.5 \text{ m}^2.$$

As négative ; on prend la section du ferrailage minimale.

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

Avec :

U : périmètre moyen exprimé en mètre, et 4U en cm<sup>2</sup>.

$$U = \frac{U_1 + U_2}{2} = \frac{21,9 + 20,7}{2} = 21,3 \text{ m.}$$

$$4U = 4 \cdot 21,3 = 85,2 \text{ cm}^2.$$

B : la section totale du béton : B = 3,19 m<sup>2</sup>.

$$2 B/1000 = 0,00638 \text{ m}^2 = 63,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \max [85,2; 63,8] = 85,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = A_{min} = 85,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On choisit } 56\text{HA}14 = 86,24 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des barres**

$$S_t = U/56 = 2130/56 = 38.03 \text{ cm} \Rightarrow \text{On adopte } S_t = 38\text{cm}$$

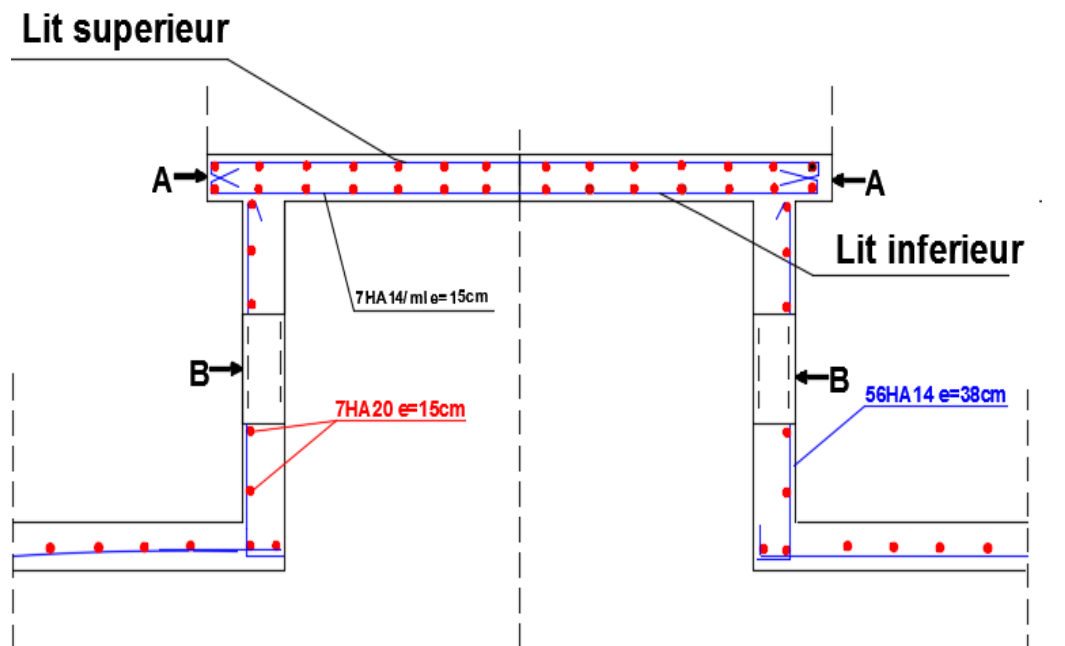
- **Armature transversale**

$$A_t = 86,24 / 4 = 21,56 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 7\text{HA}20 = 21,99 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement des barres**

$$S_t = \frac{b}{n} = \frac{100}{7} \Rightarrow S_t = 14.28 \text{ cm}$$

V.1.3 Schéma du ferrailage



Vue en coupe de lanterneau

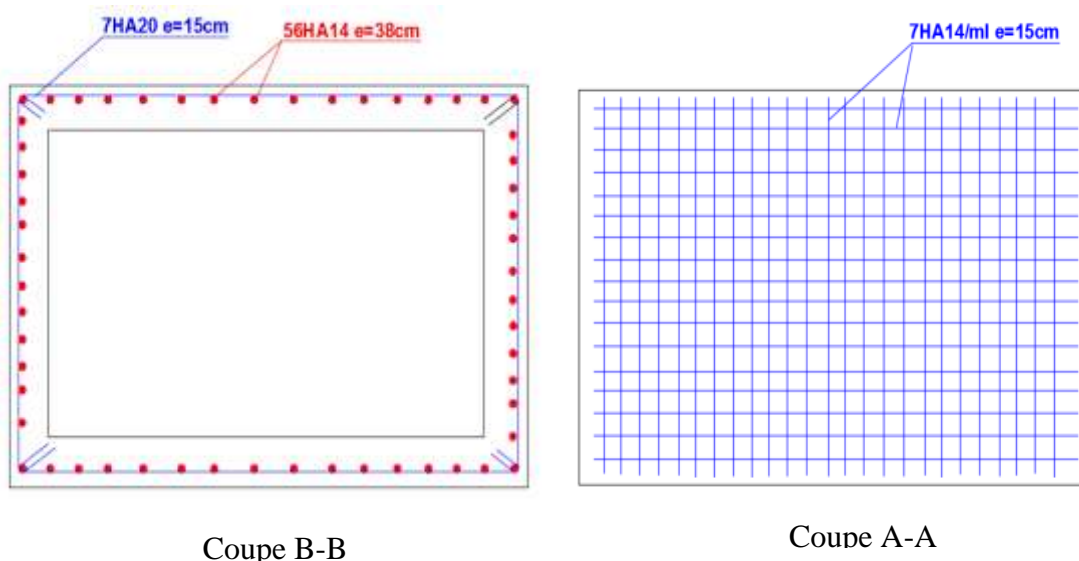


Figure V. 3 Schéma de ferrailage du voile rectangulaire de lanterneau

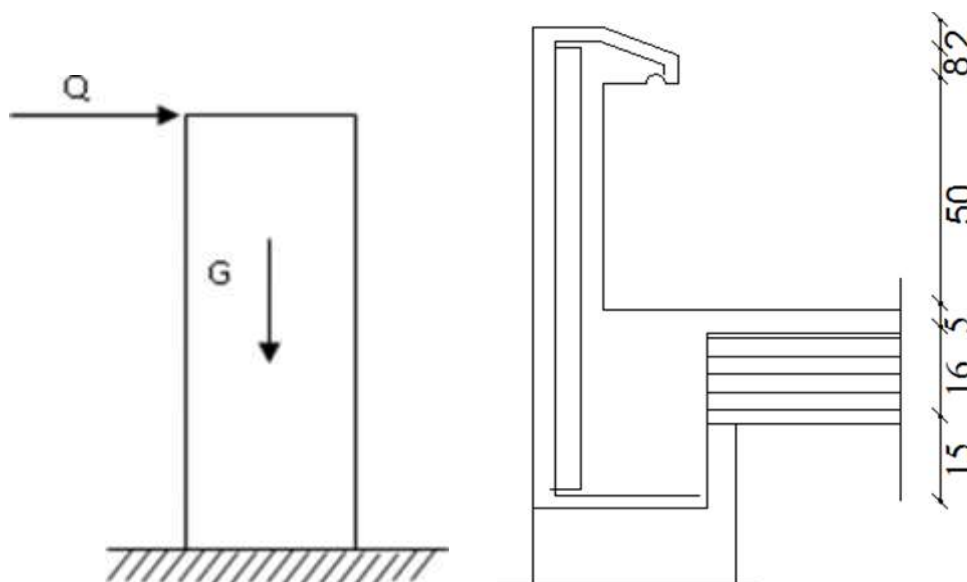
V.2 Étude de l'acrotère

V.2.1 Définition

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion

composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

**V.2.2 Evaluation des charges appliquées sur l'acrotère**



**Figure V. 4** Schéma et coupe transversal de l'acrotère.

➤ **Surface de l'acrotère**

$$S = [(60 \times 12) + (9 \times 15) + (\frac{15 \times 3}{2})] = 877,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow S = 0,087 \text{ m}^2$$

➤ **Charge permanentes**

**Tableau V. 1** La charge permanente de l'acrotère.

**Tableau V. 6** La charge permanente de l'acrotère.

Désignation	G (KN/ml)
Poids propre d'acrotère	0,087 x 25 = 2,175
Revêtement en ciment	18 x 0,02 x (60 + 15 + 15.30 + 9 + 12 + 48) = 0.58
<b>Total</b>	<b>2,76</b>

Donc pour une bande de 1 m de largeur

$$G = 2,76 \text{ KN/ml et } Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère est soumis à son poids propres plus une charge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

D'après le **RPA 99 V 2003 (art6.2.3)**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4C_p \times A \times W_p$$

**Avec**

$F_p$  : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures appliquée au cdg.

$C_p$  : Facteur de force horizontal= 0,8 (**Tableau 6.1.RPA 99 V 2003**).

$W_p$  : poids propre de l'acrotère = 2,76 KN/ ml

$A$  : coefficient d'accélération de la zone II A ( $A=0,25$ ) (**Tableau 4.1.RPA 99 V 2003**).

D'où  $F_p = 4 \times 0,8 \times 2,76 \times 0,25 = 2,20$  KN /ml

$$M_{Fp} = F_p \times Z_G = 0.72 \text{ KN.m}$$

$$Z_G = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_3}{A_1 + A_2 + A_3} = 32,91 \text{ cm}$$

$$M_Q = Q \times H \times 1.5 = 0.90 \text{ KN}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 2.20 \} \text{ KN/m} \quad Q = 2.20 \text{ kN/ml}$$

Donc on prend  $F_p$  comme charge horizontal au lieu de main courante.

Charge accidentelle :  $Q = 2.20$  kN/ml

### V.2.3 Calcul des moments et des efforts

$$N_u = 1,35 \times G = 3,73 \text{ kn/ml}$$

$$M_U = 1,5 \times Q \times H = 1,98 \text{ kn.m/ml} \text{ car } M_{Fp} < M_Q$$

$$N_{ser} = G = 2,76 \text{ kn/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 1,32 \text{ kn/ml}$$

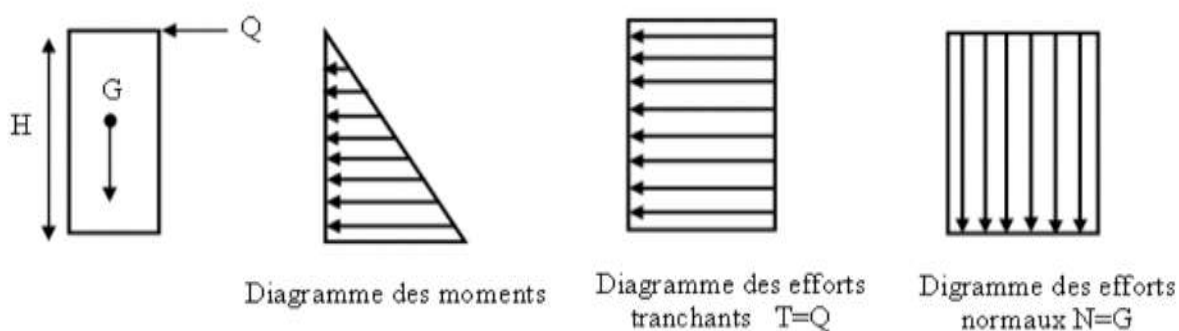


Figure V. 5 Diagramme des efforts à l'ELU.

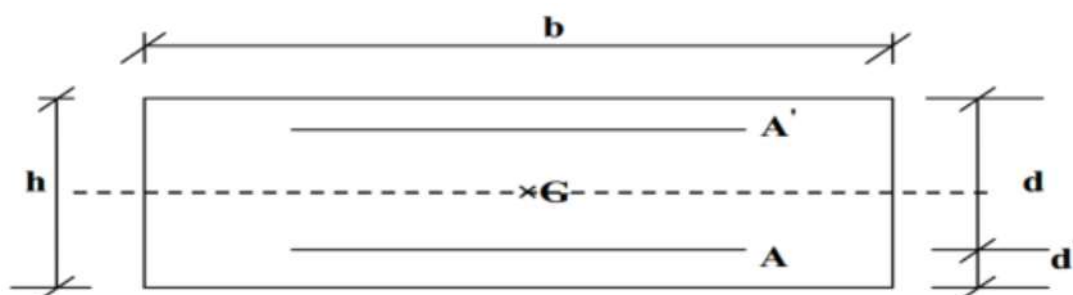


Figure V. 6 Section de calcul d'acrotère.

### V.2.4 Ferrailage de l'acrotère

#### ➤ Calcul des armatures longitudinales à L'ELU

Le calcul se fait à la flexion composée pour une section :  $b = 100\text{cm}$  ;  $h = 12\text{cm}$  ;  $d = 0,9.h = 10,8\text{cm}$  ;  $f_{c28} = 25\text{MPa}$  ;  $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$  ;  $c = c' = 2\text{cm}$  ;  $f_e = 400\text{MPa}$  et  $\sigma_s = 348\text{MPa}$ .

- Calcul de l'excentricité

L'excentricité est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,98}{3,73} = 0,53 \text{ m} = 53,0 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 53 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{12}{2} - 2 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u \implies \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée}$$

D'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif ( $M_f$ ).

- **Moment fictif**

$$M_f = M_u + N_u (d - h/2)$$

Avec

$$M_u = N_u \times e_f \Rightarrow \begin{cases} N_u = 3.73 \text{ KN} \\ e_f = e_u + h/2 - c = 53 + 12/2 - 2 = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

$$M_u = 3.73 \times 0.57 = 2.12 \text{ KN.m}$$

$$M_f = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 2,00 \text{ kn/ml}$$

- **Moment réduit ( $\mu_u$ )**

$$\mu_u = \frac{M_1}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.012$$

- **Calcul de  $\mu_l$**

On a : feE400

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.739\text{‰}$$

$$\text{D'où : } \alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0,8\alpha_1 (1 - 0,4\alpha_1) = 0,391$$

$$\mu_{bu} = 0,010 < \mu_1 = 0,391$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

- **Calcul d'armatures tendus As**

$$\mu_{bu} = 0,010 < 0,275$$

$$Z = d (1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.107 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_1}{Z \sigma_s} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } A_s = 0,52 \text{ cm}^2$$

**En flexion composée les armatures réelles sont**

$$A_1 = A_s' = 0$$

$$A_2 = A_s \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,41 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \frac{e_s - 0,45 \cdot d}{e_s - 0,185 \cdot d} = 1,22 \text{ cm}^2$$

Avec :

$f_{t28}$  : la résistance caractéristique de béton à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } A_{\min} \geq A_s = 1.22 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_s = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$  Avec espacement de 20 cm.

- **Calcul des armatures des répartitions**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte  $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec espacement de 15cm.

- **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier l'équation suivante :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

$$\text{Donc : } \overline{\tau_u} = \text{Min} \left( 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$V_u$ : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 3.3\text{kN/ml}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{3300}{1000 \cdot 108} = 0,03 \text{ MPa}$$

D'où  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$  condition vérifié

Donc pas besoin d'armatures transversales

- **Vérification de Contrainte d'adhérence**

On doit vérifier l'équation suivante :

$$\tau_{su} \leq \overline{\tau_{su}}$$

$$\text{On a } \tau_{su} = \overline{\Psi_s} f_{t28}$$

$$\overline{\Psi_s} \geq 1,5 \text{ on prend } \overline{\Psi_s} = 1,5$$

$$\text{D'où } \overline{\tau_{su}} = 1,6 * 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

et on a:  $\tau_{su} = \frac{v_u}{0,9d \sum U_i}$  avec  $\sum U_i$  : la somme des périmètres des armatures tendues.

$$\text{Donc : } \sum U_i = 4 \times 2 \times \pi \times R = 125.66\text{mm.}$$

$$\tau_{su} = 0.27 \text{ MPa} < \overline{\tau_{su}} = 3,15 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{Y_2 N_{ser} Y_{ser}}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{Y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_{st}} \quad \text{Avec} \quad \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \text{Min} \left[ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta} f_{tj}) \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 15$  : c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28.98 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{4} = 15 \text{ cm}$  : il y a de forte chance que la section soit partiellement comprimée

$$c = \frac{h}{2} - e$$

$$\text{D'où } c = -21,48 \text{ cm}$$

$y_{ser} = c + Y_2$  et  $Y_2$  est définie par l'équation du 3ème degré suivante :

$$Y_2^3 + P Y_2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 \cdot \frac{90A_1}{b} (c - c') + \frac{90A_2}{b} (d - c) = -1436,08 \text{ cm}^2$$

$$q = -2c^2 \cdot \frac{90A_1}{b} (c - c')^2 + \frac{90A_2}{b} (d - c)^2 = -17057,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -1,81 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$  donc :

$$y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = 2\sqrt{\frac{-P}{3}} = 43,76 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2P}\sqrt{\frac{-P}{3}}\right) = 2,52 \text{ rad}$$

Donc :

$$y_{2,1} = 29,21 \text{ cm}$$

$$y_{2,2} = -42,81 \text{ cm}$$

$$y_{2,3} = 13,53 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,1} + c < d$$

La 1ère solution vérifie la relation :

$$0 < 29,21 - 21,48 = 4,13 < 10,8$$

D'où  $y_2 = 29.21 \text{ cm}$

• **Calcul de moment d'inertie**

$$I = \frac{bY_{ser}^3}{3} + nA_2(d - y_{ser})^2 + nA_1(y_{ser} - c')^2 = 5910,92 \text{ cm}^4$$

Alors  $\sigma_{bc} = \frac{Y_2 N_{ser} Y_{ser}}{I} = 2,65 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ .....condition vérifié.

$\sigma_{st} = n \frac{Y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = 15,82 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$ .....condition vérifié.

$\sigma_{st} > 0$  Donc la section effectivement partiellement comprimée

**Conclusion**

On prend comme valeur de section des armatures inferieur ( $A_2 = 3.14 \text{ cm}^2$ ) et pour des raisons pratique et car Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieur ( $A_1 = 3.14 \text{ cm}^2$ ).

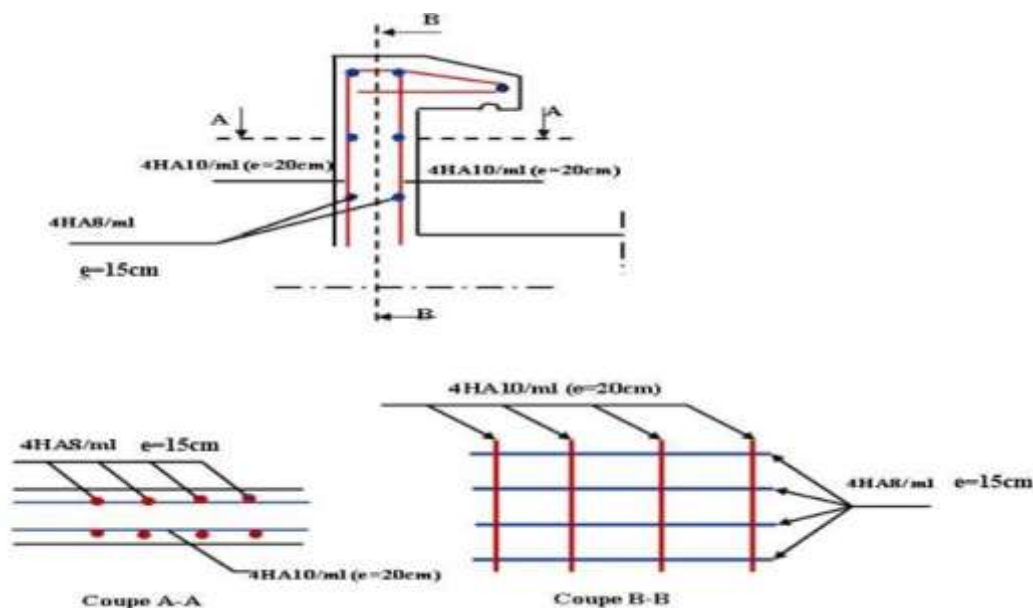
➤ **Vérification des espacements des barres**

- **Armatures longitudinales :**  $S_l = 20 \text{ cm} \leq \text{Min} (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{ CV}$

Avec : h: hauteur de la section = 15 cm

- **Armature répartitions :**  $S_r = 20 \text{ cm} \leq \text{Min} (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{ CV}$

**V.2.5 Schéma de ferrailage**



**Figure V. 7** Schéma de ferrailage d'acrotère.

### V.3 Étude de la couverture

#### V.3.1 Introduction

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

La dalle est réalisée sur un coffrage jointif recouvrant toute la surface. Le ferrailage est simple et facile à poser, cependant la dalle est un élément plan, les efforts qui la sollicitent doivent être repris suivant les deux directions principales d'où la nécessité de constituer un quadrillage lors du ferrailage des dalles.

#### V.3.2 Le panneau a pour dimensions

$L_x = 5,1$  m et  $L_y = 5,85$  m.

Soit :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,1}{5,85} \Rightarrow \alpha = 0,871 > 0,4 \rightarrow$  La dalle porte dans les deux sens

#### V.3.3 Estimation Des Charges

**Tableau V. 7** Poids surfacique de la couverture

Désignation	Epaisseur (m)	Poids surfacique G (KN/m <sup>2</sup> )
1) Dalle en béton armé	0.2	5
2) Isolation	0.05	0.16
3) Etanchéité	0.02	0.12

$G_t : 5,28$  (KN/m<sup>2</sup>).

Surcharge Q : 1 (KN/m<sup>2</sup>).

##### ➤ Les valeurs des charges

On considère les combinaisons de charge suivantes :

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

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

Avec :

$g$ : Le poids propre de la dalle =  $\gamma_b \cdot e = 25 \times 0.2 = 5$  KN/m<sup>2</sup>.

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

$G = 5 + 0.32 = 5.32$  KN/m<sup>2</sup>.

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

$$P_u = 1.35 \times 5.32 + 1.5 \times 1 \Rightarrow P_u = 8.682 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_s = 5.32 + 1 \Rightarrow P_s = 6.32 \text{ KN/m}^2.$$

**Combinaisons d’actions**

$$\begin{cases} \text{A l'ELU : } P_u = 1,35G + 1,5 Q = 7,128 + 1,5 = 8,628 \text{ KN/m}^2. \\ \text{A l'ELS : } P_{ser} = G + Q = 5,28 + 1 = 6,38 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

➤ **Calcul des sollicitations**

• **Moments fléchissant**

**Moments dans le panneau de dalle articulée sur son contour**

Le panneau de dalle porte dans les deux sens, pour une bande de largeur unité et au centre de la dalle, on a :

$$\text{Sens } l_x : M_{ox} = \mu_x p * L^2_x$$

$$\text{Sens } l_y : M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$$

**Tableau V. 8** Calcul des coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	$\mu_x = 1/8 * (1 + 2.4 * \alpha^3)$	$\mu_y = \alpha^2 * (1 - 0.95 * (1 - \alpha)^2)$
0,871	0,048	0,746

- **Moments dans le panneau de dalle continu**

Bande de largeur 1 m parallèle à  $l_x$  :

On a

$$M_{ox} = \mu_x \times P \times L_x^2$$

En travée :  $M_{tx} = 0.75 * M_{ox}$

Sur appuis :  $M_{ax} = 0.5 * M_{ox}$

Bande de largeur 1 m parallèle à  $l_y$  :

On a

$$M_{oy} = \mu_y \times M_{ox}$$

En travée:  $M_{ty} = 0.75 * M_{oy}$

Sur appuis:  $M_{ay} = 0.5 * M_{oy}$

On récapitule les résultats dans le tableau suivant :

**Tableau V. 9** Calcul des moments en travée et sur appui dans les deux directions

	$M_{ox}$ (kN.m)	$M_{oy}$ (kN.m)	$M_{ax}$ (kN.m)	$M_{tx}$ (kN.m)	$M_{ay}$ (kN.m)	$M_{ty}$ (kN.m)
<b>ELU</b>	10.83	8.07	5.41	8.12	4.035	6.05
<b>ELS</b>	7.89	5.88	3.94	5.91	2.94	4.41

Les valeurs minimales à respecter sont

- **A ELU :**

$$\text{En travée : } M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$$

$$M_{ty} = 6.05 \text{ kN.m} \geq \frac{8.12}{4} = 2.03 \text{ kN.m (ok)} ; \text{ Donc : } M_{ty} = 6.05 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ay} = M_{ax},$$

On a  $M_{ay} = 4.035 \text{ kN.m}$  et  $M_{ax} = 5.41 \text{ kN.m}$

$$M_{ay} < M_{ax} ; \text{ d'où } M_{ay} = 5.41 \text{ kN.m}$$

- **A ELS :**

$$\text{En travée : } M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4}$$

$$M_{ty} = 4.41 \text{ kN.m} \geq \frac{5.91}{4} = 1.47 \text{ kN.m (ok)} ; \text{ Donc : } M_{ty} = 4.41 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ay} = M_{ax},$$

On a  $M_{ay} = 2.94 \text{ kN.m}$  et  $M_{ax} = 3.94 \text{ kN.m}$

$$M_{ay} < M_{ax} ; \text{ d'où } M_{ay} = 3.94 \text{ kN.m}$$

**Tableau V. 10** Moments retenus en travée et sur appui

	ELU		ELS	
	Sens lx	Sens ly	Sens lx	Sens ly
<b>Moment en travée (kN.m)</b>	8.12	6.05	5.91	4.41
<b>Moment sur appui (kN.m)</b>	5.41	5.41	3.94	3.94

On a  $\alpha > 0,40$

$$\text{Au milieu du grand coté : } V_x = \frac{P \cdot L_x}{2 \cdot (1 + \frac{\alpha}{2})}$$

Au milieu du petit côté :  $V_y = \frac{P \cdot Lx}{3} \leq V_{ux}$

**Tableau V. 11** Calcul des efforts tranchants

	ELU	ELS
$V_x$ (kN)	15.42	11.22
$V_y$ (kN)	$14.75 \leq V_{ux}$	$10.744 \leq V_{Sx}$

➤ **Calcul Des Armatures**

• **Nécessité d’armatures transversales**

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur :

$$\tau u = \frac{Vu}{d} = \frac{0.01542}{0.18} = 0,0856 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \cdot f_{c28}}{1,5} = \frac{0.07 \cdot 25}{1,5} = 1.166 \text{MPa.}$$

$\tau u < \bar{\tau}$  Donc les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

• **Armatures longitudinales**

Avec :  $b = 1\text{m}$  ;  $d' = 2\text{cm}$  ;  $d = 18\text{cm}$  ;  $f_{bu} = 14,16\text{MPa}$  ;  $f_{su} = 347.826 \text{MPa}$ .

**Tableau V. 12** Tableau de calcul des armatures longitudinales

		En travée «sens lx»	En travée « sens Ly »	Sur appuis
<b>Dimensionnement à L’ELU</b>	$M_u$ (KN. m)	8.12	6.05	5.41
	$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b d^2 f_{bu}}$	0,017	0,016	0,015
	$\mu_l = 0,39 (f_e = 400) > \mu_{bu}$	Ok	Ok	Ok
	$A_{sc}$ (cm)	0	0	0
	$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.021	0,020	0,018
	$y_u = \alpha \cdot d$ (m)	0,0037	0,0034	0,0032
	$Z$ (m) = $d - 0,4 y_u$	0,178	0,178	0,178
	$A_{st} \text{ (cm}^2\text{/ml)} = \frac{Mu}{Z F_{su}}$	1.31	0.97	0.87

- **Vérification condition de non fragilité :**

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

• **La nappe supérieure**

$e = 0.2 \text{ m}$

$$B = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.2 \cdot \frac{2.1}{400} = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{appui}}) \Rightarrow A_s = 10.5 \text{ cm}^2$$

On adopte 7HA14

- **La nappe inferieure**

$$e = 0.2 \text{ m}$$

$$B = 0.2 \times 1 = 0.2 \text{ m}^2$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.2 \cdot \frac{2.1}{400} = 10.5 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{\min}; A_{\text{trav}}) \Rightarrow A_s = 10.5 \text{ cm}^2$$

On adopte 7HA14

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier la condition ci-après

$$\overline{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = \min(0.1 * 25; 4 \text{ MPa})$$

Sans x :

$$\tau_u = \frac{V_{ux}}{b*d} = \frac{15.42}{100*180} = 0.85 \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{cv}$$

Sans y :

$$\tau_u = \frac{V_{uy}}{b*d} = \frac{14.75}{100*180} = 0.81 \leq \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{cv}$$

- **Dispositions constructives**

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{7} \Rightarrow St = 14.28 \text{ cm.}$$

Espacement :

$$\text{On a : } h_0 = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{- Sens lx : } S_t \leq \min \begin{cases} 3h_0 \text{ m.} \\ 0.33 \text{ m.} \end{cases} = \min \begin{cases} 3 * 0.2 \text{ m.} \\ 0.33 \text{ m.} \end{cases} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 0,33 \text{ m.}$$

$$\text{- Sens ly : } S_t \leq \min \begin{cases} 4h_0 \text{ m.} \\ 0,45 \text{ m.} \end{cases} = \min \begin{cases} 3 * 0.2 \text{ m.} \\ 0,45 \text{ m.} \end{cases} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 0,45 \text{ m.}$$

Sur appui :

$$S_t \leq 0,33 \text{ m} \Rightarrow \text{on adopte } S_t = 15\text{cm.}$$

### V.3.4 Schéma de Ferrailage

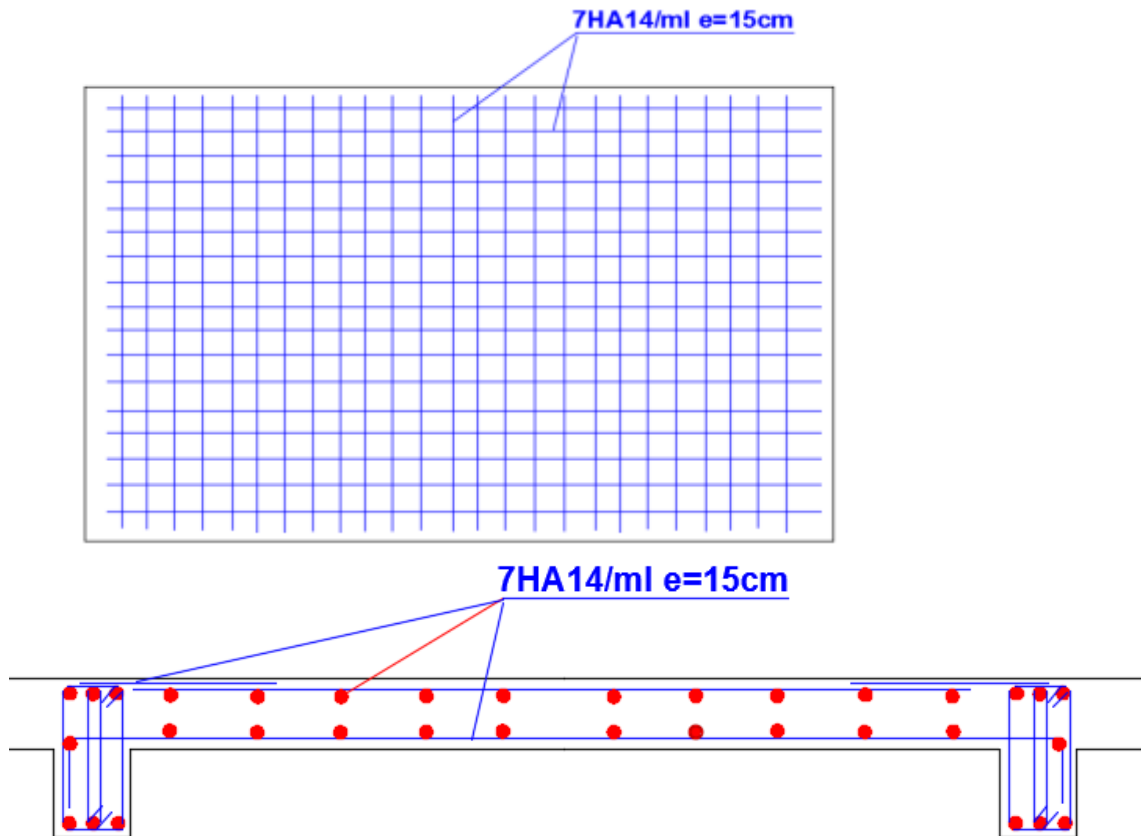


Figure V. 8 Schéma de ferrailage de la couverture

## V.4 Etude des escaliers

### V.4.1 Calcule le ferrailage des escaliers

Comme un consol

$$G = P_p$$

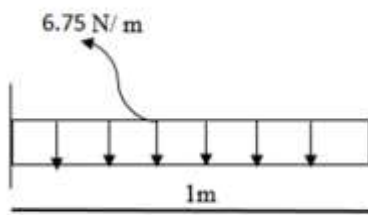
$P_p$  : poids propre de palier

$$P_p = 25 \times 0,2 \times 1 = 5 \text{ kn/m}$$

$$\text{Donc } G = 5 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 G = 1,35 \times 5$$

$$P_u = 6,75 \text{ kn/m}$$



**Figure V. 9** Schéma statique des escaliers

M encastrement :

$$M_e + P_u (l^2/2) = 0$$

$$M_e = 6.75 (0.5) = - 3.375 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_e}{b d^2 f_{bu}} = \frac{3.375 \cdot 10^3}{1 \cdot 0.180^2 \cdot 14.2} = 0.00733$$

$$\mu_{bu} = 0.00733 < \mu_1 = 0.375 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.00733)}) = 0.091$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.9 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{M_e}{Z \cdot \sigma_{SU}} = \frac{3.375 \cdot 10^{-3}}{0.179 \cdot 348} \times 10^4 = 0.54 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de condition non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 1 \cdot 0.18 \cdot f_{t28}}{f_e} = 2.173 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 2.173 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_1 ; A_{\min}) = \max = (0.54 ; 2.173) \Rightarrow A_s = 2.173 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm CV}$$

➤ **Armature de répartition**

$$A_t = \frac{A_1}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.04 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ , avec un espacement de 33cm.

$$S_t = 33 \text{ cm} < 45 \text{ cm CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} (25) = 1.17 \text{ MPa}$

$$V_u = P_u \times l = 6.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{6.75 \times 10^3}{0.18 \times 10^6} = 0.0375 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.0375 \leq \bar{\tau}_u = 1.17$  .....La condition est vérifiée.

Donc il n'a pas nécessité d'armature transversale

#### V.4.2 Poutre palière

##### ➤ Dimensionnement de la poutre palière

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

$$\frac{1}{15} < h < \frac{1}{10}$$

$$0.066 < h < 0.1$$

$$\text{D'après le RPA99} \quad \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{On prend} \quad \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

##### ➤ Calcule les armatures

Calcule les charges sur la poutre palier

$$G = P_{pp} + g_1$$

$$P_{pp} = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ kn}$$

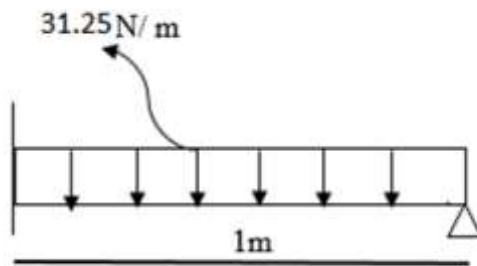
$$g_1 = g_{\text{paillasse}} + g_{\text{palier}}$$

$$g_{\text{paillasse}} = \gamma_b (e \times l_1) + \gamma_b (e \times l_2)$$

$$25(0.2 \times 1.54) + 25(0.2 \times 1.87) \Rightarrow g_{\text{paillasse}} = 17.05$$

$$g_{\text{palier}} = \gamma_b (e \times l) = 25(0.2 \times 1.22) \Rightarrow g_{\text{palier}} = 6.1 = g_1 = 23.15$$

$$P_u = 1.35 \times 23.15 = 31.25 \text{ KN / m}$$



**Figure V. 10** Schéma statique de la poutre palière

$$\begin{cases} M_{travée} = -\frac{ql^2}{8} = -\frac{31.25 \cdot 1^2}{8} = -3.90 \text{ KN.m} \\ M_{ecastre} = \frac{ql^2}{12} = \frac{31.25 \cdot 1^2}{12} = 2.60 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$v_u = \frac{5ql}{8} = \frac{5 \cdot 31.25 \cdot 1}{8} = 19.8 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage en travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uT}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.90 \cdot 10^{-3}}{0.30 \cdot 0.33^2 \cdot 14.2} = 0.0084$$

$$\mu_{bu} = 0.0084 < \mu_1 = 0.375 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0055)}) = 0.01055$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_1) = 0.48(1 - 0.4 \cdot 0.00694) = 32.86 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{3.90 \cdot 10^{-3}}{0.3286 \cdot 348} \times 10^4 = 0.34 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de condition non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 300 \cdot 330 \cdot 2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 1.19 \text{ cm}^2 \text{ On adopte : } A_1 = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage en appuis**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.66 \cdot 10^{-3}}{0.30 \cdot 0.33^2 \cdot 14.2} = 0.0057$$

$$\mu_{bu} = 0.0036 < \mu_1 = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.0071$$

$$Z = 0.32 \text{ m} = 32.9 \text{ cm}$$

$$A_S = 0.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } A_1 = 3\text{HA}12 = 3.39\text{cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.07}{1.5} (25) = 1.17 \text{ MPa}$

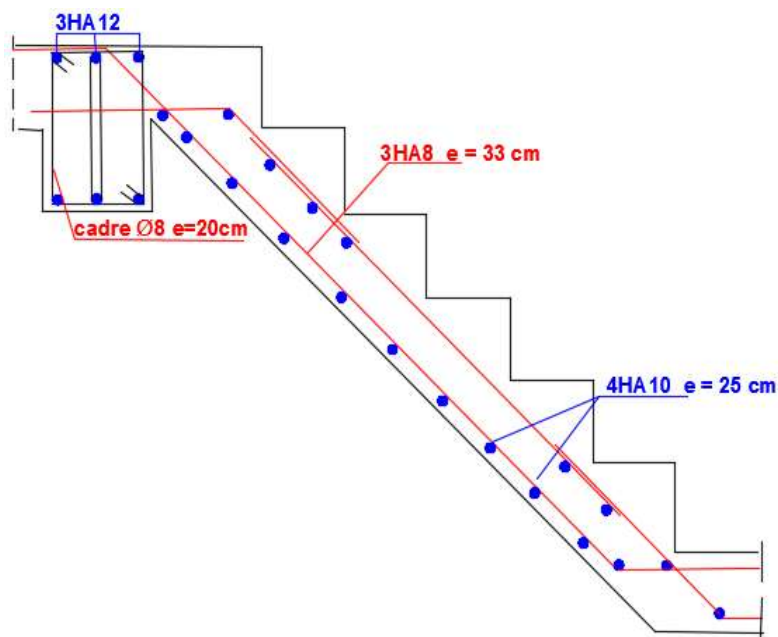
$$V_u = 19.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{19.3 \cdot 10^{-3}}{0.3 \cdot 0.33} = 0.194 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.194 \leq \bar{\tau}_u = 1.17$  .....La condition est vérifiée.

Donc il n'a pas nécessité d'armature transversale

**V.4.3 Schéma de ferrailage des escaliers**



**Figure V. 11** Schéma de ferrailage des escaliers

---

**VI. CHAPITRE 06**

---

**L'ETUDE HYDRODYNAMIQUE**

---

## **VI.1 Généralité**

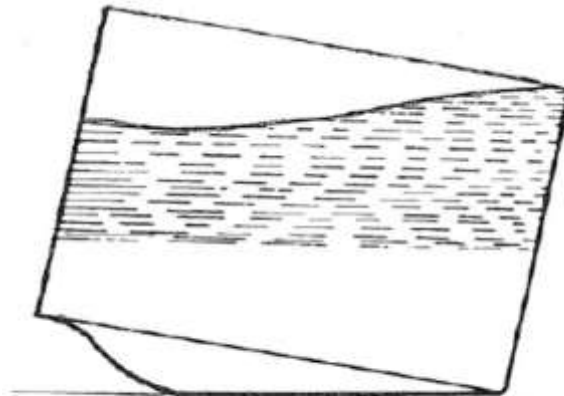
Il est exigé que l'ensemble de l'ouvrage et tous ses éléments structuraux et non structuraux soient protégés de manière raisonnable de l'action d'un séisme, d'une part contre les dommages, et d'autre part pour limiter l'utilisation de l'ouvrage, d'autre part, la structure est attendue.

Afin de simplifier le calcul des charges sismiques et d'uniformiser les exigences de conception de la structure, l'Algérie a formulé la réglementation sous-sismique RPA99, qui propose des méthodes d'analyse sismique et des réglementations à suivre afin de rendre la structure capable de résister aux séismes. Cependant, les règlements sont principalement conçus pour les bâtiments et ne traitent pas des réservoirs. Ainsi, en Algérie, la méthode utilisée pour concevoir le bureau est la méthode de Houzner. Une autre approche plus récente est présentée dans l'Eurocode 8, qui traite en détail des calculs sismiques pour les réservoirs de toute forme.

L'impulsion provoquée par l'action passive provient d'une partie de la masse du liquide (l'eau) (appelée masse passive) qui réagit à la translation de la paroi du réservoir par inertie. Son système mécanique équivalent est obtenu en considérant une masse  $M_i$  rigidement fixée à la paroi du réservoir d'un récipient de hauteur  $h_i$  à partir du fond, qui exerce sur la paroi la même force horizontale que la masse d'eau équivalente.

L'étude hydrodynamique nous permet d'évaluer l'effet de l'eau sur les parois en cas de séisme, et les efforts qui en résultent. En effet, lorsqu'un réservoir subit une accélération due au séisme, on remarque la formation de vagues à la surface du liquide. Ces vagues qui se percutent sur la cavité du réservoir peuvent entraîner plusieurs dégâts :

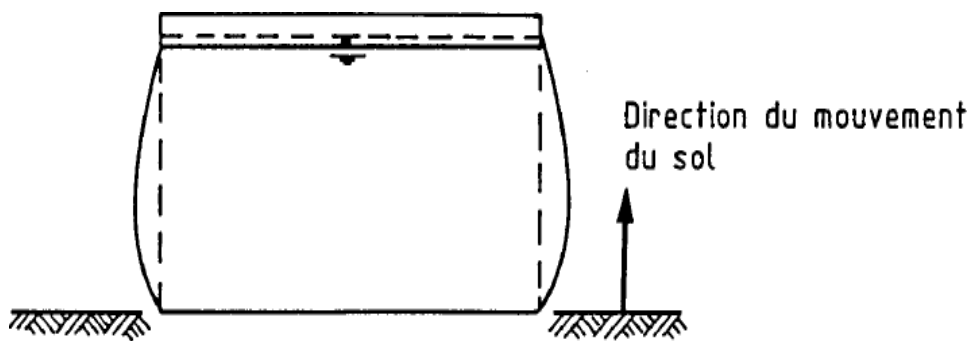
- a) Le soulèvement du fond du réservoir, dû à la composante horizontale du séisme.



**Figure VI. 1** La composante horizontale du séisme peut entraîner un soulèvement

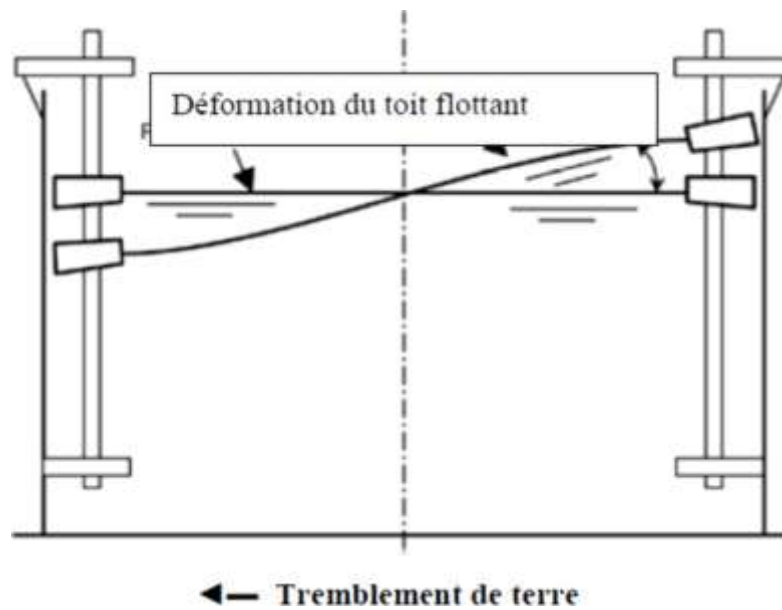
seisme peut entraîner un soulèvement

- b) Augmentation des pressions du fluide due à la composante verticale du séisme.



**Figure VI. 2** La composante verticale du séisme augmente la gravité, donc les pressions du fluide

- c) Le balancement du fluide engendre aussi des problèmes spécifiques, si la hauteur des vagues dépasse le franc bord :
- Dégâts au toit du réservoir, couplé à des dégâts aux parois

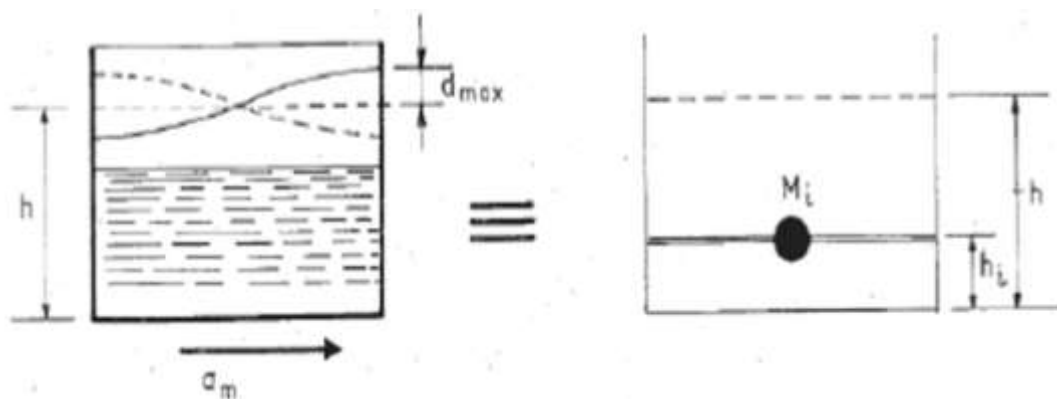


**Figure VI. 3** Effet du balancement du fluide sur un toit flottant sur le fluide contenu

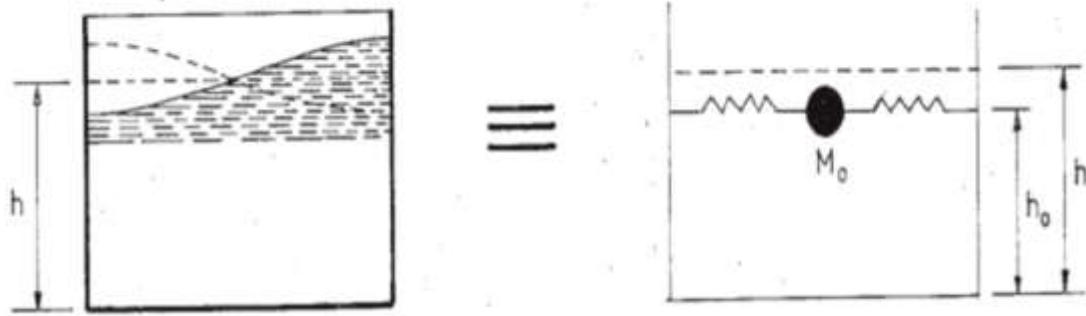
Quant aux forces oscillantes, elles proviennent d'une autre partie de la masse du fluide, appelée masse active, qui se met à osciller sous l'action d'un séisme. Son équivalent mécanique est obtenu en considérant la masse  $M_0$  retenue par le ressort de raideur.  $K_0$  est au niveau  $h_0$  et son oscillation horizontale exerce la même force vibratoire que la masse active du liquide.

Pour le calcul du moment de flexion des parois, les seules actions prises en compte sont celles sur les parois. Dans ce cas, la masse  $M_0$  est appliquée à un niveau  $h_0$

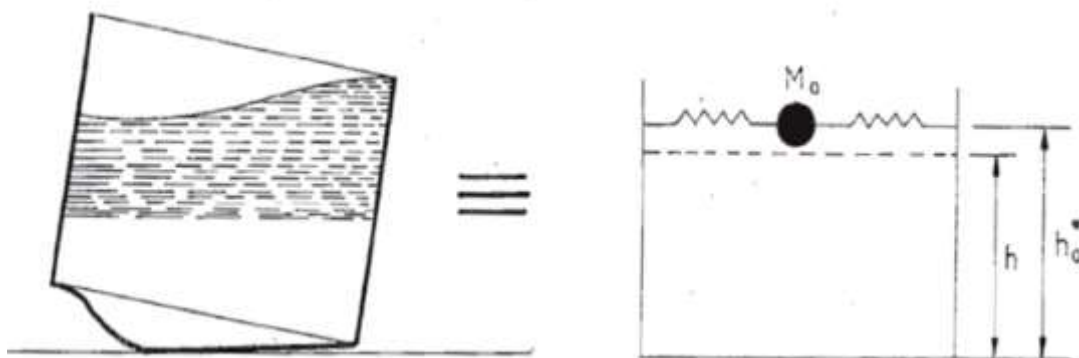
Pour le calcul du moment de renversement d'ensemble, on prend en compte l'action des surpressions sur le fond du réservoir. Dans ce cas, la masse  $M_0$  est appliquée à un niveau  $h_0$



**Figure VI. 4** Système physique et mécanique équivalent des pressions d'impulsion



**Figure VI. 5** Système physique et mécanique équivalent des pressions d'oscillations sur les parois.



**Figure VI. 6** Équivalent mécanique des pressions d'oscillation : actions sur les parois et sur la base

## VI.2 Les différentes méthodes de calcul proposées

### A. Méthode de Graham et Rodriguez

Elle prend en compte seulement les actions d'impulsion, et ignore celles de l'oscillation. De ce fait, cette méthode ne sera pas détaillée dans notre étude.

### B. Méthode de JACOBSON

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

### C. Méthode de HUNT et PRIESTLEY

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

Ce calcul, qui a l'avantage d'être plus général, introduit néanmoins dans les résultats une inconnue supplémentaire : L'accélération du sol  $a(t)$ .

Cette méthode fait apparaître bien entendu des pressions d'oscillation tenant compte de l'ensemble des modes de vibration du fluide.

Il est à noter qu'il y a une identité entre les surpressions d'impulsion données par les méthodes de Graham et Rodriguez et Hunt et Priestley.

#### **D. Méthode de Houzner**

La méthode approchée de Houzner est une méthode approchée qui aboutit à des expressions relativement simples par rapport à celles que donnent les autres méthodes de calcul.

Houzner sépare les deux phénomènes : impulsion et oscillation.

Les deux méthodes de Hunt et Priestley et de Houzner s'appliquent quel que soit le taux de remplissage  $h/L$  du réservoir.

Ces méthodes donnent des résultats comparables dans le cas des réservoirs ayant un taux de remplissage  $h/L < 1.5$ . Par contre, pour les réservoirs ayant un taux de remplissage  $h/L > 1.5$ , la méthode de Houzner donne des résultats approchés à 10% près ; donc dans le cas des réservoirs pour lesquels une meilleure précision est requise, on utilise de préférence la méthode de Hunt et Priestly.

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

$h/L < 1.5$  : Les réservoirs peu profonds dont le taux de remplissage

$h$ : hauteur du liquide

### **VI.3 Modélisation selon HOUZNER**

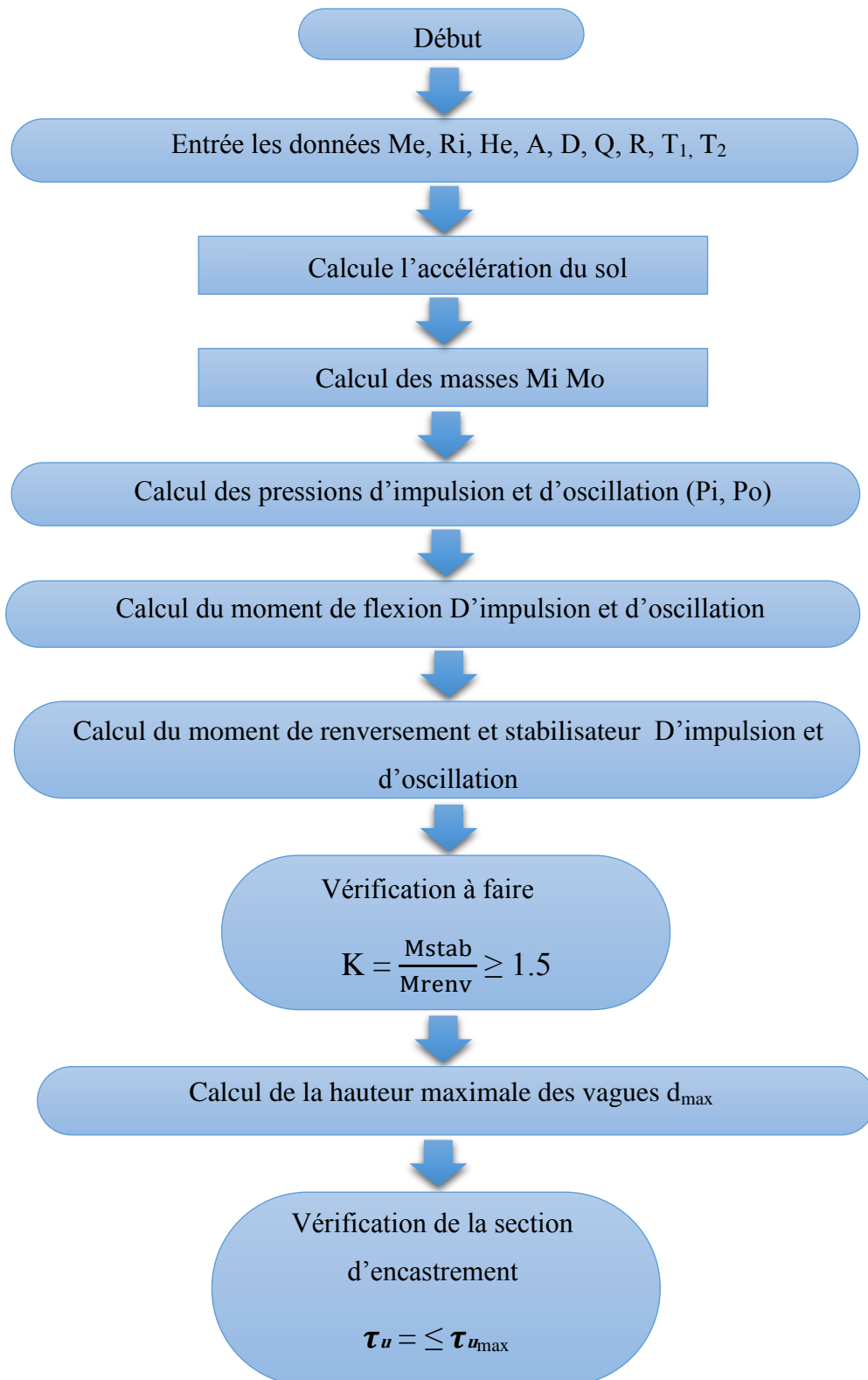
Suivants l'énoncé de la méthode de HOUZNER, l'action de liquide est décomposé en deux types d'action:

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

#### **➤ Hypothèse de calcul**

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

## VI.4 Organigramme de calcul



## ➤ Principe de la méthode de Houzner

Comme nous avons mentionné auparavant, Housner tient compte de la formation des vagues et de leur effet sur les parois.

Pour  $L = 9.5 \text{ m}$

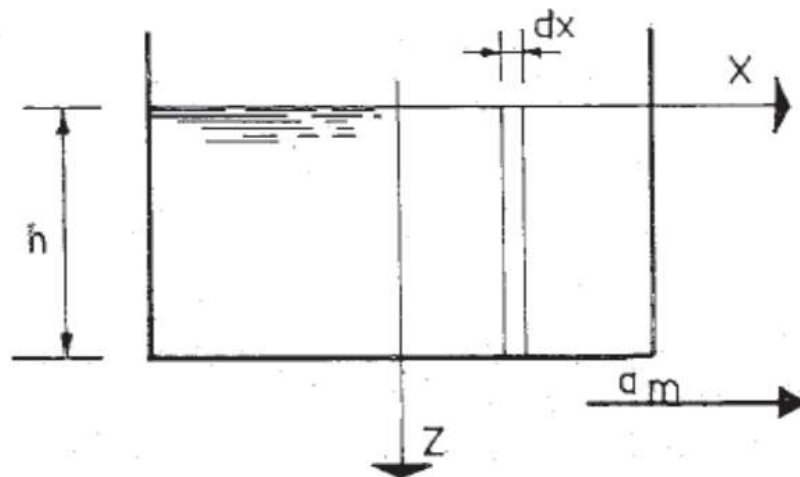
$h/L < 1.5$

A.N:  $5,3/9.5 = 0.558 < 1.5$

D'où la méthode de HOUZNER est **applicable**.

**a) Actions d'impulsions**

Considérons un réservoir rectangulaire de longueur  $2L$ , et de largeur unité,  $e$ , à base et parois verticales soumis à une accélération maximale  $a_m$  tel que défini par la figure suivante :



**Figure VI. 7** Réservoir rectangulaire soumis à une accélération maximale  $a_m$

En considérant un liquide incompressible et en exprimant le principe de conservation masse et le principe fondamental de la dynamique, on détermine l'expression de la résultante des pressions hydrodynamique horizontales d'impulsion  $P_i$  :

$$P_i = a_m M_i \quad ; \quad M_i = M_e \frac{th\sqrt{3}\frac{l}{h}}{\sqrt{3}\frac{l}{h}} + M_r$$

- Calcul de la masse d'inertie  $M_i$ :
- Calcul de la masse de l'eau  $M_e$  :

La masse de l'eau sera prise égale à  $10 \text{ KN/m}^3$

$$M_e = V \cdot \gamma = 2000 \times 10 = 20000 \text{ KN.}$$

D'où:

$$M_i = 20000 \frac{th\sqrt{3}^{\frac{9.5}{5.3}}}{\sqrt{3}^{\frac{9.5}{5.3}}} = 6416.1487 \text{ KN.}$$

➤ Calcul de l'accélération maximal de la zone am est donné par RPA99 comme suit :

$$a_m = \frac{A D Q}{R} g$$

- Coefficient D'accélération A :

A : coefficient d'accélération de la zone pris suivant la zone sismique :

Pour notre cas :  $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage: 1B} \\ \text{Zone sismique: IIa} \end{array} \right. \xrightarrow{\text{On trouve}} A = 0,20.$

- Coefficient de comportement R :

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

Notre réservoir est supporté par des parois en béton armé (voiles porteurs)

R=3.5 ; (tableau 4,3..... RPA99).

- Facteur d'amplification dynamique moyen D:

En fonction de la catégorie de site de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(T_2/3,0)^{\frac{2}{3}}(3,0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T<sub>2</sub>: période caractéristique, associée à la catégorie du site S<sub>3</sub> et donnée par le (tableau 4.7, RPA99). ⇒ T<sub>2</sub>=0,5s

T : La valeur de la période fondamentale de la structure

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h<sub>N</sub> : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

h<sub>N</sub>=7m.

$C_T$  : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le (tableau 4.6 ; RPA99).

$$C_T = 0,05$$

$$T = 0,215s. \iff 0 \leq T \leq T_2 \implies D = 2,5\eta$$

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement donné par la formule

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (Tableau 4.2 ; RPA99). Pour notre projet

$$\xi = 10 \%$$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + 10 \%) } = 0,76 \geq 0.7$$

$$D = 2,5\eta = 2,5 * 0,76 = 1,9$$

Q : facteur de qualité Q = 1,2

$$g : 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$a_m = \frac{A D Q}{R} g = \frac{0.25 \cdot 1.9 \cdot 1.2}{3.5} 9.81 = 1.278 \text{ m/s}^2$$

$$P_i = a_m M_i$$

$$P_i = 1.278 * 6416.1487 \implies P_i = 8199.8380 \text{ KN.}$$

### **b) Calcul des actions d'oscillation**

On démontre que les surpressions d'oscillation ont pour résultante :

$$P_0 = 1.2 M_0 g \phi_0$$

➤ Calcul de la masse oscillante  $M_0$ :

$$M_0 = M_c \frac{1}{3} \frac{l}{h} \text{th} \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{l}$$

$$M_0 = 2631.3079 \text{ KN.}$$

➤ Calcul de la pulsation fondamentale de vibration du liquide  $\omega$ :

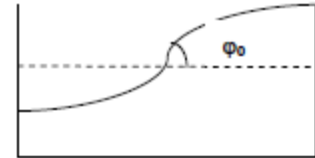
$$\omega_0^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{g}{L} \operatorname{th} \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}$$

$$\omega_0 = 1,074 \text{ rad/s}$$

Pour déterminer l'angle maximal d'oscillation  $\phi_0$  de la surface libre on écrit :

$$\Phi_0 = \frac{S_a}{g}$$

Où  $S_a$  est calculée à partir de la valeur de  $S_v$ , en utilisant la formule :



$$S_a = \omega_0 * S_v$$

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

- Calcul de la période d'oscillation du liquide  $T$  :

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

$$T = 2 * 3.14 / 1.07 \Rightarrow T = 5.847 \text{ s}$$

- Détermination de la valeur spectrale:

Pour déterminer les valeurs spectrales, on utilise le spectre de réponse du séisme **d'EL CENTRO**, on prend  $\xi = 5 \%$  (amortissement de l'eau).

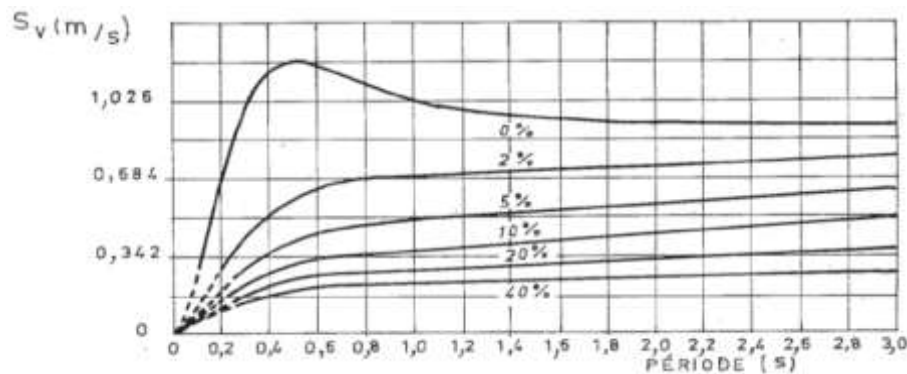


Figure VI. 8 Spectre de vitesse, séisme d'El Centro (1940)

$$\begin{cases} T = 5,86s \\ \zeta = 5\% \end{cases} \text{ D'après le spectre de réponse d'EL CENTRO}$$

$$S_v = 0.7 \text{ m/s}$$

$$S_a = \omega_0 * S_v = 1,07 * 0.7 = 0,7518 \text{ rad} \cdot \text{m} / \text{s}^2$$

D'où l'angle maximal d'oscillation est :  $\Phi_0 = \frac{Sa}{g} = \frac{0,7518}{9,81} = 0,077 \text{rad}$

D'où:  $P_0 = 1,2 \times 2631.3079 \times 9,81 \times 0,077 \Rightarrow P_0 = 2385.13 \text{KN}$ .

**Calcul des moments de flexion**

**a) Action d'impulsion**

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

$$M_{fi} = P_i \cdot h_i$$

Avec :

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

$$h_i = \frac{3}{8} h$$

$$h_i = \frac{3}{8} 5.3 = 1.99 \text{ m.}$$

D'où:  $M_{fi} = 8199.8380 \times 1.99 \Rightarrow M_{fi} = 16317.703 \text{ KN.m}$

**b) Action d'oscillations**

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

$$M_{f0} = P_o \cdot h_0$$

Avec:

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

$$h_0 = h \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}} \text{th} \sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}} \text{sh} \sqrt{\frac{5}{2} \frac{h}{L}}} \right]$$

$$h_0 = 2.82 \text{ m.}$$

Alors :  $M_{f0} = 2385.13 \times 2.8 \Rightarrow M_{f0} = 6726.0666 \text{ KN.m}$

**Calcul des moments de renversement**

**a) Action d'impulsion**

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

$$M_{ir} = P_i * h'_i$$

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

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

$$h'_i = 7,598\text{m.}$$

Alors :

$$M_{ri} = 8199.8508 \times 7,598 \Rightarrow M_{ri} = 62302.46636 \text{ KN.m}$$

**b) Action d'oscillations**

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

$$M_{r0} = P_0 . h_0'$$

Avec:

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

$$h_0' = h \left[ 1 - \frac{ch\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}\right) - 2}{\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}\right) sh\left(\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}\right)} \right]$$

$$h_0' = 8.812 \text{ m.}$$

$$\text{Alors : } M_{r0} = 2385.13 \times 8.812 \Rightarrow M_{r0} = 21017.7655 \text{ KN.m}$$

**VI.5 Vérification à faire**

Vérification de la stabilité du réservoir vis-à-vis des efforts hydrodynamiques

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

- Coefficient de stabilité au renversement du réservoir sous l'effet hydrodynamique

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

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

### Le moment de renversement max

$$M_{\text{renv}} = M_{r1} + M_{r0}$$

$$M_{\text{renv}} = 62302.46636 + 21017.7655 \Rightarrow M_{\text{renv}} = 83320.23 \text{ KN.m}$$

### Le moment stabilisateur

$$M_{\text{stab}} = P_t * L$$

Avec :

$$P_t : \text{la masse du réservoir vide} + \text{La masse de l'eau} \Rightarrow P_t = 29914.0122 \text{ KN}$$

$$M_{\text{stab}} = 29914.0122 * 9,5 \Rightarrow M_{\text{stab}} = 284183.1159 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{284183.1159}{83320.23} = 3.41 \geq 1.5$$

On remarque que la stabilité au renversement est vérifiée avec des coefficients de sécurité énormes. Ce résultat est évident, et dû aux grandes valeurs des charges stabilisatrices telles que le poids de l'eau.

### Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal

La contribution dominante dans la hauteur de ballonnement est assurée par le premier mode.

L'expression du pic de hauteur de vague d au bord est:

$$d_{\text{max}} = \frac{0.527L}{\left(\frac{g}{\omega^2 \theta_0 L} - 1\right) \text{th}\left(1.58 \frac{h}{L}\right)}$$

$$d_{\text{max}} = 0,67 \text{ m.}$$

$h = d_{\text{max}} + 5,3\text{m} = 5.97 \text{ m} < 7 \text{ m} \dots\dots\dots$  vérifié ; donc la vague ne risque pas d'endommager la toiture.

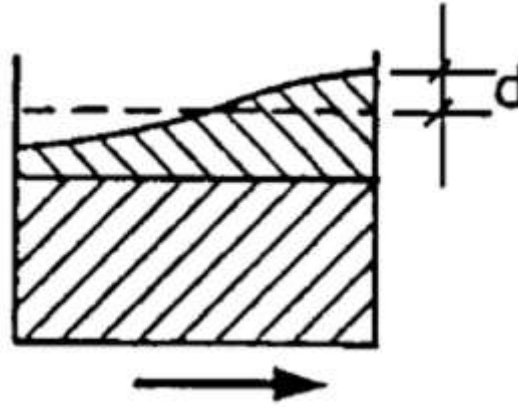


Figure VI. 9 Hauteur de la vague d

### Vérification de la section d'encastrement

D'après **RPA99**, cette vérification consiste en la satisfaction de la condition ci-après :

$$\tau_u = \tau_{\text{statique}} + \tau_{\text{hydrodynamique}} \leq \tau_{u_{\text{max}}}$$

$$\tau_{u_{\text{max}}} = \frac{0.6 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : 1,15 (situation accidentelle)

$$\tau_{u_{\text{max}}} = \frac{0.6 \times 25}{1.15} \Rightarrow \tau_{u_{\text{max}}} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{Statique}} = \frac{1.5Q}{b_0 d}$$

Avec :

Q : la poussée maximale à la base du réservoir

$$Q = h \cdot \gamma_{\text{eau}} = 53 \text{ kn/m}^2$$

$$\tau_{\text{Statique}} = \frac{1.5 \cdot 53}{0.4 \cdot 0.9} \Rightarrow \tau_{\text{Statique}} = 0.220 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{Hydrodynamique}} = \frac{p_i + p_0}{s} = \frac{(8199.8380 + 2385.13) \cdot 10^3}{48 \cdot 10^6} \Rightarrow \tau_{\text{Hydrodynamique}} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.220 + 0.22 = 0.44 \text{ MPa} \leq \tau_{u_{\text{max}}} = 1.30 \text{ MPa}$$

On déduit que la contrainte de cisaillement est vérifiée et par conséquent ; la d'encastrement résiste à l'effort tranchant.

**Pour L = 5.15m**

A .N:

$$\frac{5,3}{5.15} = 1.02 < 1.5$$

D'où la méthode de HOUZNER est **applicable**.

Par une même méthode de calcul, mais en prenant  $l = 5.15$  m

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

$$M_{renv} = 97753.055 \text{ KN.m}$$

$$M_{stab} = 154057.1628 \text{ KN.m}$$

$$K = \frac{154057.1628}{97753.055} = 1.57 \geq 1.5$$

On remarque que la stabilité au renversement est vérifiée avec des coefficients de sécurité énormes. Ce résultat est évident, et dû aux grandes valeurs des charges stabilisatrices telles que le poids de l'eau.

**Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal**

La contribution dominante dans la hauteur de ballonnement est assurée par le premier mode.

L'expression du pic de hauteur de vague  $d$  au bord est:

$$d_{max} = \frac{0.527L}{\left(\frac{g}{\omega^2 \theta_0 L} - 1\right) \text{th}\left(1.58 \frac{h}{L}\right)}$$

$$d_{max} = 0,617 \text{ m.}$$

$h = d_{max} + 5,3\text{m} = 5.917 \text{ m} < 7\text{m} \dots\dots\dots$  vérifié ; donc la vague ne risque pas d'endommager la toiture.

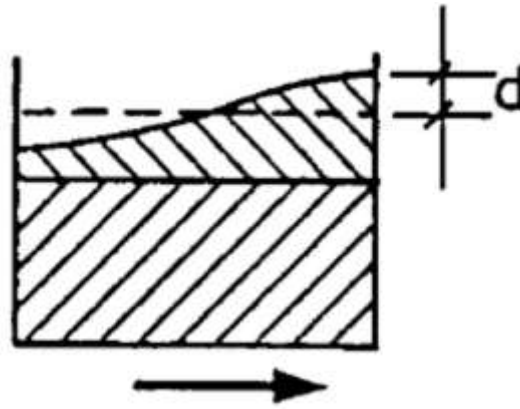


Figure VI. 10 Hauteur de la vague d

### Vérification de la section d'encastrement

D'après **RPA99**, cette vérification consiste en la satisfaction de la condition ci-après :

$$\tau_u = \tau_{\text{statique}} + \tau_{\text{hydrodynamique}} \leq \tau_{u_{\text{max}}}$$

$$\tau_{u_{\text{max}}} = \frac{0.06 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b$  : 1,15 (situation accidentelle)

$$\tau_{u_{\text{max}}} = \frac{0.06 \times 25}{1.15} \Rightarrow \tau_{u_{\text{max}}} = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{Statique}} = \frac{1.5Q}{b_0 d}$$

Avec

Q : la poussée maximale à la base du réservoir

$$Q = h * \gamma_{\text{eau}} \Rightarrow Q = 53 \text{ kn/m}^2$$

$$\tau_{\text{Statique}} = \frac{1.5 * 53}{0.4 * 0.9} \Rightarrow \tau_{\text{Statique}} = 0.220 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{Hydrodynamique}} = \frac{p_i + p_0}{s}$$

$$\tau_{\text{Hydrodynamique}} = \frac{(14173.222 + 8896.647) * 10^3}{48 * 10^6} \Rightarrow \tau_{\text{Hydrodynamique}} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.220 + 0.48 = 0.70 \text{ MPa} \leq \tau_{u_{\text{max}}} = 1.30 \text{ MPa}$$

On déduit que la contrainte de cisaillement est vérifiée et par conséquent ; la d'encastrement résiste à l'effort tranchant.

Coefficient de stabilité au renversement dans la direction a	Coefficient de stabilité au renversement dans la direction b
3.41	1.57

### **Conclusion**

On remarque que la stabilité au renversement est largement vérifiée avec des coefficients de sécurité énormes. Ce résultat est évident, et dû aux grandes valeurs des charges stabilisatrices telles que le poids de l'eau.

Les efforts hydrodynamiques dépendent de la distance  $2L$  entre les parois, plus cette distance est grande, plus ces efforts s'amplifient. C'est pourquoi nous disposons des chicanes à l'intérieur du réservoir de façon à ce qu'elles diminuent ces distances.

---

**VII. CHAPITRE 07**

---

**ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS**

---

## VII.1 L'étude des poutres

### VII.1.1 Dimensionnement aux états limites ultimes

Le dimensionnement aux états limites ultimes a pour objectif de déterminer les sections d'acier  $A_{st(u)}$  et  $A_{sc(u)}$  qu'il faut placer dans la section afin d'équilibrer le moment fléchissant ultime  $M_u$ .

Le dimensionnement aux états limites ultimes doit être suivi d'une vérification aux états limites de service afin de vérifier que l'état limite de compression du béton ainsi que l'état limite d'ouverture des fissures sont respectés.

### VII.1.2 Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont les suivantes:

- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement entre les armatures et le béton.
- la résistance du béton tendu est négligée.

Elle est reprise par l'acier ; il travaille à la contrainte :

$$\sigma_{st} = f_{su} = \frac{f_e}{1,15}$$

- sections de béton comprimées :

Sur appui, seule la retombée de la poutre travaille en compression.

En travée, une partie du plancher reprend des efforts de compression.

La compression est reprise par le béton ; il travaille à la contrainte

- les déformations limites sont : pour l'acier :  $\varepsilon_{su} = 1\%$

pour le béton  $\varepsilon_{bu} = 0,35\%$  en flexion

$$\varepsilon_{bu} = 0,20\% \text{ en compression}$$

- on considère l'unique combinaison d'actions suivante :  $1,35G + 1,5Q$ .

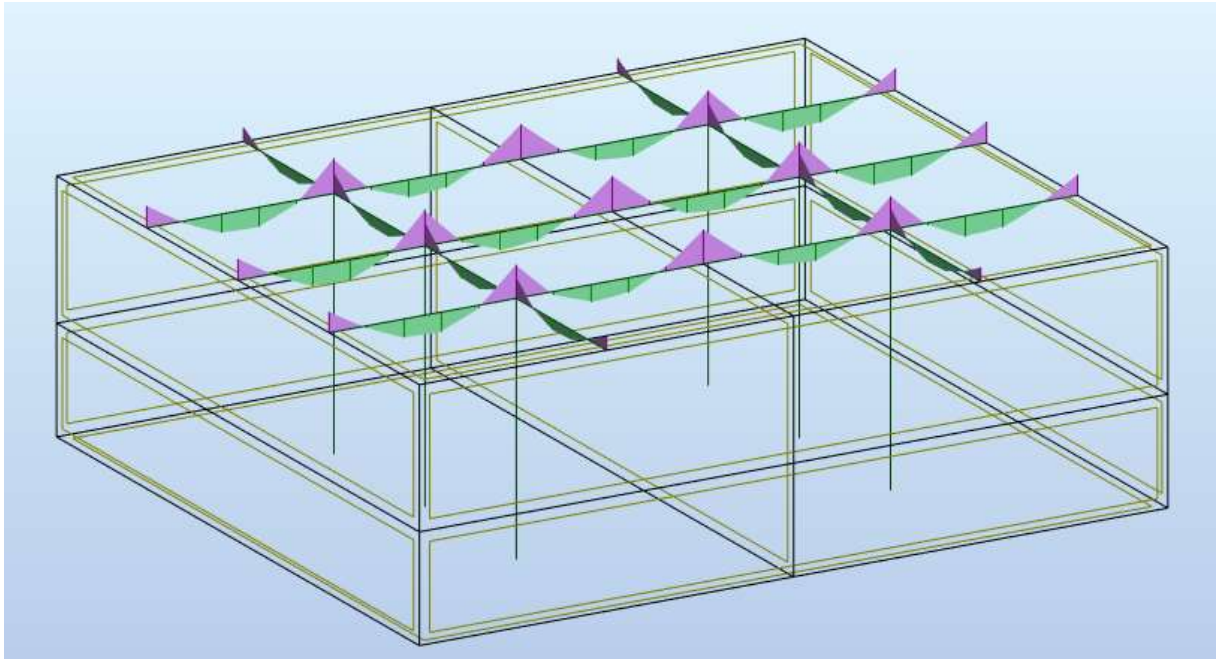


Figure VII. 1 Sollicitation des moments « poutres »

VII.1.3 Poutre principale a l'ELU

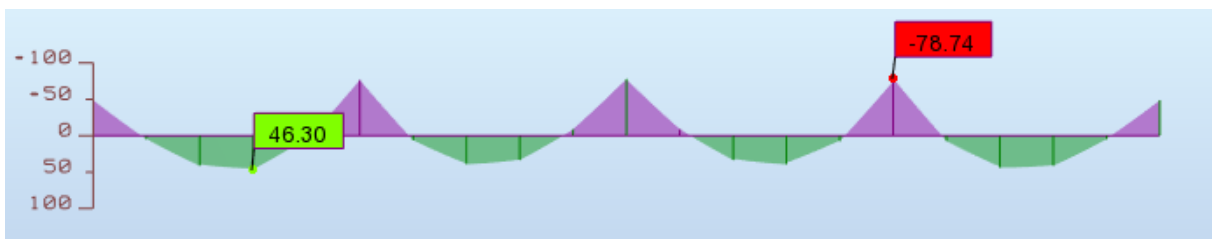


Figure VII. 2 Sollicitation des moments à l'ELU poutre principale

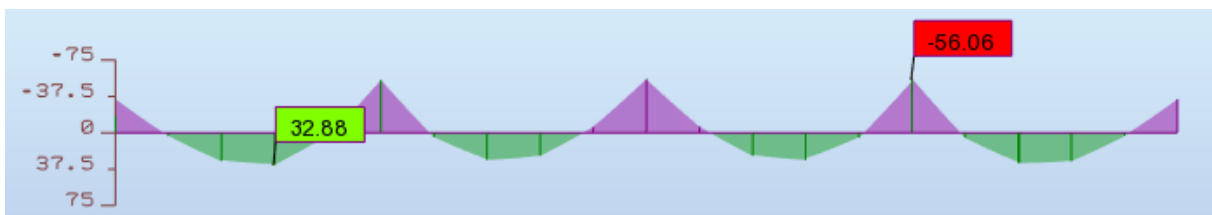


Figure VII. 3 Sollicitation des moments à l'ELS poutre secondaire

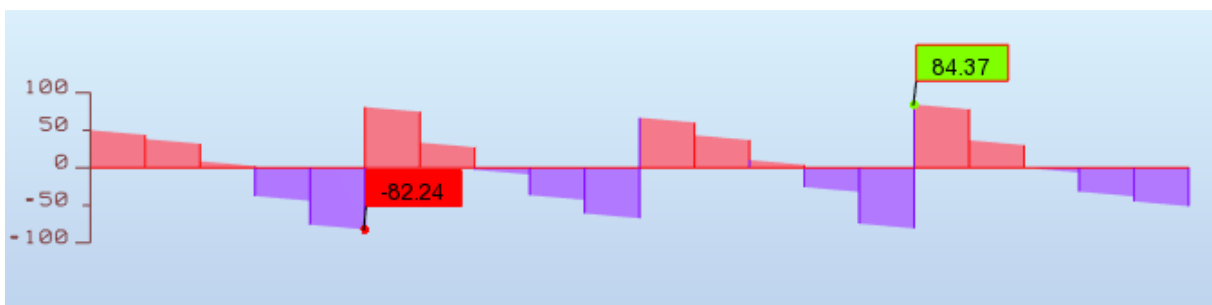


Figure VII. 4 Sollicitation des efforts tranchant à l'ELU poutre principale

	Mu (KN.m)	Ms(KN.m)	Vu(KN)
En appuis	-78.74	-56.06	84.37
En travée	46.30	32.38	

❖ Calcul du moment réduit ultime limite

On commence par calculer la valeur du moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_{ux}}{b * d^2 * F_{bu}}$$

On a

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{78.74}{56.06} = 1.40$$

$$\mu_{u1} = 0,3366 * \gamma - 0,1712 = 0.301$$

$$M_{ux} = Mt = 46.30 \text{ N.m}$$

$$M_{ux} = Ma = 78.74 \text{ N.m}$$

La largeur b de la poutre est prise égale à 35cm. Donc b=0.35m

$$d = 0.9h = 0.45\text{m}$$

$$F_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.166 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.82$$

	En travée	En appuis
$\mu_u$	0.046	0.078
$\gamma$	1.4	
$\mu_{u1}$	0.301	
$\mu_u \leq \mu_{u1}$	Ok condition vérifiée	

Le moment réduit ultime étant inférieur au moment réduit ultime limite ( $\mu_u \leq \mu_{u1}$ ) l'hypothèse d'une section de poutre ne comportant pas d'armatures comprimées est correcte.

**Détermination des armatures**

➤ Armatures longitudinales

Ferraillage en appuis

$M_u = 78.74 \text{ KN.m.}$

$D = 0.9h = 0.45\text{m}$

On connaît la valeur du moment réduit ultime :  $\mu_u = \frac{M_{ux}}{b*d^2*F_{bu}} = \frac{78.74}{350*450^2*14.166} 0.078$

$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) ; \alpha_u = 0.1022$

La section d'armatures est :

$A_{st(u)} = 0.8 \alpha_u b d \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 0.8 * 0.1022 * 350 * 450 * \frac{14.166}{347.82} = 5.24 \text{ cm}^2$

On adopte 3HA16  $A_s = 6.03 \text{ cm}^2$

Ferraillage en travée

Par un même mode de calcul, mais en prenant  $M_u = 46.30 \text{ KN.m}$ , on obtient

$A_{st(u)} = 3.02 \text{ cm}^2$

On adopte 3HA12  $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

**Condition de non fragilité :**

$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.45 * 0.35 * 2.1}{400} 10^4 \Rightarrow A_{min} = 1.9 \text{ cm}^2$

**Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$A_{sRPAmin} = 0.005 \times 35 \times 50 = 8.75 \text{ cm}^2 < 3.93 \text{ cm}^2 + 6.03 \text{ cm}^2 = 9.86 \text{ cm}^2$  donc la condition est vérifiée

$A_{sRPAmax} = 0.04 \times 35 \times 50 = 70 \text{ cm}^2$  (zone courante)

$A_{sRPAmax} = 0.06 \times 35 \times 50 = 105 \text{ cm}^2$  (zone de recouvrement)

➤ **Armatures transversales**

Le calcul d'une poutre à l'effort tranchant est mené à l'ELU.

Afin de simplifier les calculs, la contrainte de cisaillement maximale est prise égale à :

$\tau_u = \frac{v_u}{b*d}$  avec

$v_u$ : Effort tranchant dans la section.

$b$  : largeur minimale de la poutre

d : hauteur utile de la poutre

On détermine d'abord la valeur de la contrainte tangente limite

$$\bar{\tau} = 0.2 * f_{c28} \frac{1}{\gamma_b} = 0.2 * 25 * \frac{1}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$$

On a :  $v_u = 81.75 \text{ kn}$ .

$$\tau_u = \frac{v_u}{b*d} = \frac{84.37*10^3}{350*450} = 0.530 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente maximale ( $\tau_u = 0.530 \text{ MPa}$ ) ne dépasse pas la contrainte tangente limite ( $\bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ ). Les cadres sont à placer verticalement

➤ **Selon le BAEL91**

la section minimale  $A_t$  doit vérifier :

- **$A_t \geq 0,4. b. St / f_e$**

Avec :  $\left\{ \begin{array}{l} b : \text{ largeur de la poutre.} \\ St : \text{ l'espacement des cours d'armatures transversales.} \end{array} \right.$

- **$St \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$**

Donc :  $\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (36, 40\text{cm}) = 36 \text{ on adopte } St = 20\text{cm.} \\ At \geq 0.4 \times 30 \times 20 / 400 \quad At \geq 0.7 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

- **Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3):**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} \mid \frac{b}{10} \mid \phi_{t\text{min}} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{50}{35} \mid \frac{35}{10} \mid 1.2 \right) \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$$

➤ **Selon le RPA99 version 2003**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier

- **$A_t = 0.003. St. B$**

L'espacement maximal

$$St \leq \min (h/4 ; 12\phi L) = 10\text{cm} \dots\dots\dots \text{En zone nodale :}$$

$$St \leq h/2 = 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{en zone courante :}$$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : .....  $St = 10\text{cm}$

- En zone courante : .....  $St = 20\text{cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 35 = 2.1 \text{ cm}^2 > 0.7 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant  $\Phi 8$

$$St \text{ adopté} = \min (St_{BAEL}, St_{RPA}) = 20 \text{ cm.}$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «  $\Phi 8$  »

La longueur minimale de recouvrement vaut :  $L_r = 50\phi = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

#### VII.1.4 Schéma de ferrailage

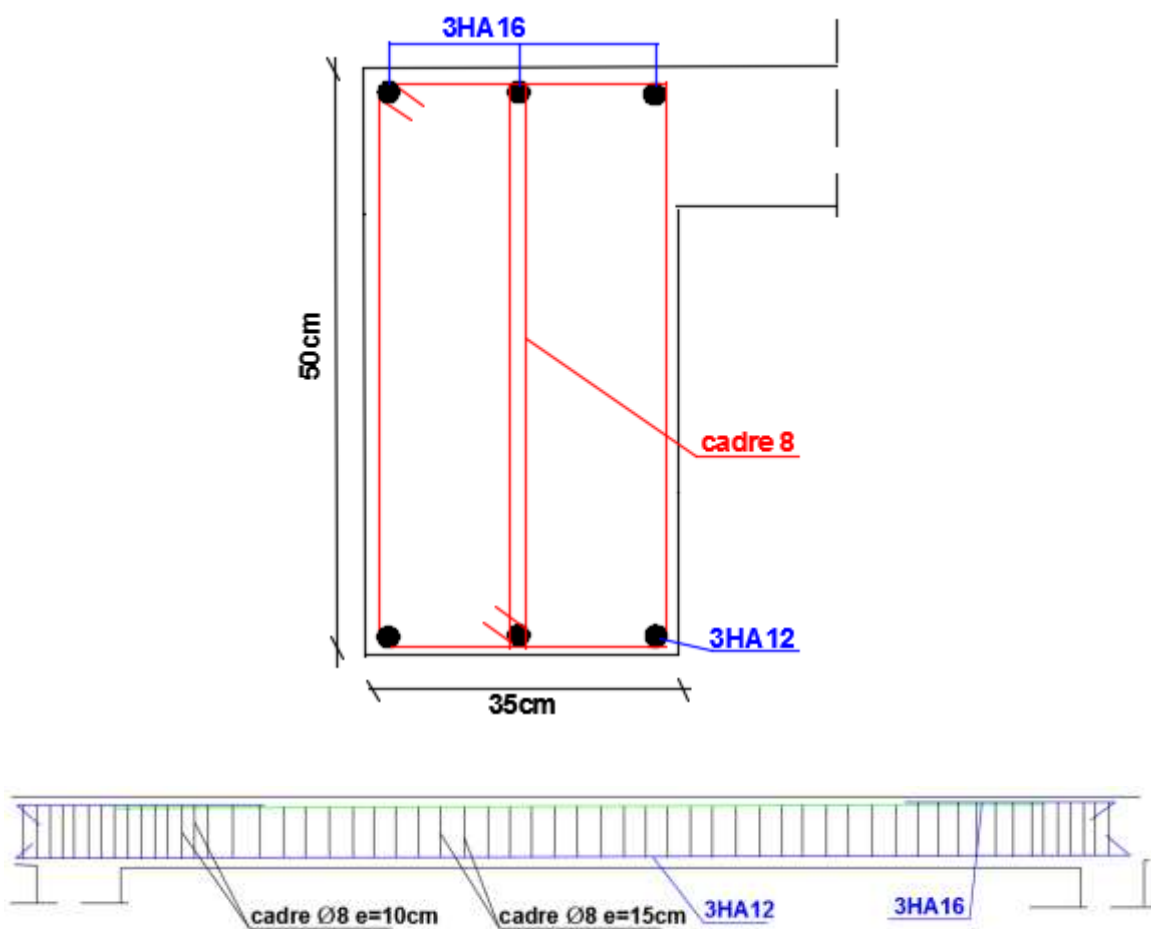


Figure VII. 5 Schéma ferrailage de la poutre principale

VII.1.5 Poutre secondaire a l'ELU

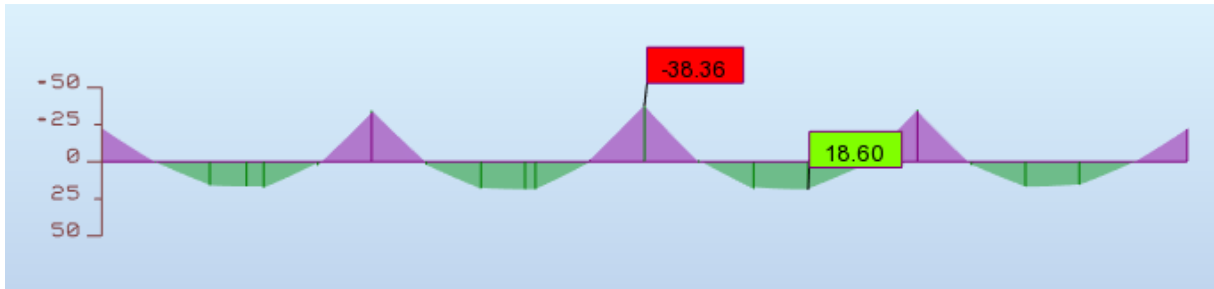


Figure VII. 6 Sollicitation des moments à l'ELS poutre secondaire

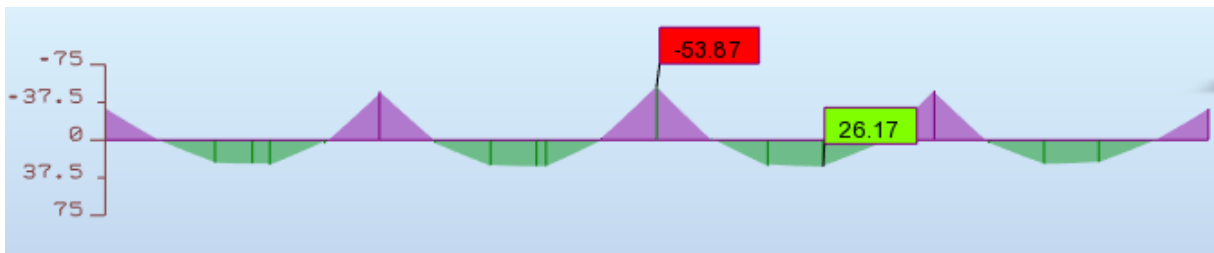


Figure VII. 7 Sollicitation des moments à l'ELU poutre secondaire

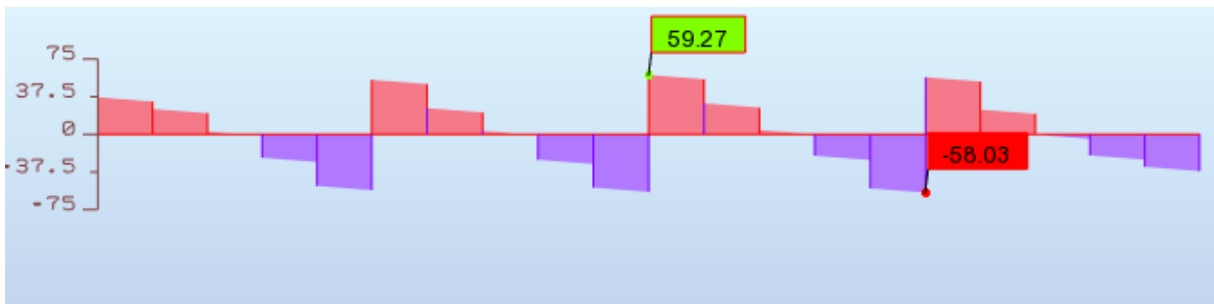


Figure VII. 8 Sollicitation des efforts tranchant à l'ELU poutre secondaire

	Mu (KN.m)	Ms(KN.m)	Vu(KN)
En appuis	-53.87	-38.36	59.27
En travée	26.17	18.60	

❖ Calcul du moment réduit ultime limite

On commence par calculer la valeur du moment réduit ultime :

$$\mu_u = \frac{M_{ux}}{b * d^2 * F_{bu}}$$

On a

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{53.87}{38.60} = 1.39$$

$$\mu_u l = 0,3366 * \gamma - 0,1712 = 0.298$$

La largeur b de la poutre est prise égale à 30cm. Donc b=0.30m

$$d = 0.9h = 0.40m$$

$$F_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.166 \text{ MPa}$$

$$f_{su} = \frac{400}{1.15} = 347.82 \text{ MPa}$$

	En travée	En appuis
$\mu_u$	0.0384	0.0792
$\gamma$	1.39	
$\mu_u l$	0.298	
$\mu_u \leq \mu_u l$	Ok condition vérifiée	

Le moment réduit ultime étant inférieur au moment réduit ultime limite ( $\mu_u \leq \mu_u l$ ) l'hypothèse d'une section de poutre ne comportant pas d'armatures comprimées est correcte.

### Détermination des armatures

#### ❖ Armatures longitudinales

##### Ferraillage en appuis

Le moment fléchissant maximal développé à mi-travée de la poutre  $M_u = 53.87 \text{ KN.m}$ .

On connaît la valeur du moment réduit ultime :  $\mu_u = \frac{M_{ux}}{b * d^2 * F_{bu}} = \frac{53.87 * 10^6}{300 * 400^2 * 14.166} = 0.0792$

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}); \alpha_u = 0.1032$$

La section d'armatures est :

$$A_{st(u)} = 0.8 \alpha_u b d \frac{f_{bu}}{f_{su}} = 0.8 * 0.1032 * 300 * 400 * \frac{14.166}{347.82} = 4.03 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA14  $A_s = 4.62 \text{ cm}^2$

##### Ferraillage en travée

Par un même mode de calcul, mais en prenant  $M_u = 26.17 \text{ KN.m}$ , on obtient

$$A_{st(u)} = 1.91 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12  $A_s = 3.39$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 0.30 \cdot 0.40 \cdot 2.1}{400} 10^4 \Rightarrow A_{\min} = 1.44 \text{ cm}^2$$

**Pourcentage exigé par RPA99/version 2003**

$A_{sRPA_{\min}} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2 < 3HA14 + 3HA12 = 4.62 + 3.39$  donc la condition est vérifiée

$$A_{sRPA_{\max}} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{sRPA_{\max}} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

**Armatures transversales**

Le calcul d'une poutre à l'effort tranchant est mené à l'ELU.

Afin de simplifier les calculs, la contrainte de cisaillement maximale est prise égale à :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \text{ avec}$$

$v_u$  : effort tranchant dans la section.

$b$  : largeur minimale de la poutre

$d$  : hauteur utile de la poutre

On détermine d'abord la valeur de la contrainte tangente limite

$$\bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28} \frac{1}{\gamma_b} = 0.2 \cdot 25 \cdot \frac{1}{1.5} = 3.33 \text{ MPa}$$

On a :  $v_u = 59.27 \text{ kn}$ .

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} = \frac{59.27 \cdot 10^3}{300 \cdot 400} = 0.49 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente maximale ( $\tau_u = 0.49 \text{ MPa}$ ) ne dépasse pas la contrainte tangente limite ( $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ ). Les cadres sont à placer verticalement

➤ **Selon le BAEL91**

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$$

Avec :  $\begin{cases} b : \text{largeur de la poutre.} \\ St : \text{l'espacement des cours d'armatures transversales.} \end{cases}$

➤  $St \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$

Donc :  $\begin{cases} St \leq \min(32.4, 40\text{cm}) = 32.4 \text{ on adopte } St = 20\text{cm.} \\ At \geq 0.4 \times 30 \times 20 / 400 \Rightarrow At \geq 0.7 \text{ cm}^2. \end{cases}$

➤ Diamètre des armatures d'âme (BAEL Art 7-4-2-3):

$\phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{h}{35} \mid \frac{b}{10} \mid \phi_{t\text{min}} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left( \frac{45}{35} \mid \frac{30}{10} \mid 1.2 \right) \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 8\text{mm}$

➤ Selon le RPA99 version 2003

La section minimale At doit vérifier  $At = 0.003 \cdot St \cdot B$

**L'espacement maximal**

$St \leq \min(h/4 ; 12\phi L) = 10\text{cm} \dots\dots\dots$ En zone nodale :

$St \leq h/2 = 20\text{cm} \dots\dots\dots$ en zone courante :

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : .....St = 10cm
- En zone courante : .....St = 20cm

On aura alors :

$At = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 > 0.7 \text{ cm}^2$

Le choix des barres est le suivant 5Φ8 :  $At = 2.51\text{cm}^2$

$St \text{ adopté} = \min(St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}}) = 20 \text{ cm.}$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « Φ8 »

La longueur minimale de recouvrement vaut :  $L_r = 50\phi = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$

**Vérification**

**1- Vérification du cisaillement du béton**

- La contrainte tangente conventionnelle :  $\tau_u = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$
- La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ( $\alpha=90^\circ$ ) on aura :

$\bar{\tau} = \min(0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 4.348 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  situation accidentelle

$$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}) = 3.333 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{situation durable}$$

**Tableau VII. 1** Vérification du cisaillement du béton.

Les poutres	Section (cm <sup>2</sup> )	V <sub>u</sub> (KN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	τ̄ <sub>u</sub> (MPa)	Observation
Poutres principale	50 x 35	84.37	0.6	4.348	CV
Poutre secondaire	45 x 30	59.27	0.49	4.348	CV

**1. Contrainte de compression dans le béton**

- Calcul la position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + n A's (y-d') - n A_s (d-y) = 0$$

$$y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

- Calcul du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A_s (d-y)^2 - n A's (y-d')$$

Où :

A<sub>s</sub> : section d'armatures tendue

A's : section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables dans la travée et appuis.

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 2** Vérifications de la contrainte de compression dans le béton

Les poutres	Zone de vérification	As (cm <sup>2</sup> )	Mser (KN.m)	Y(cm)	$\sigma_{bc}$	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
PP	En travée (inf)	6.03	32.38	12.88	3.52	15	CV
	Sur appuis (sup)	3.93	56.06	10.74	7.19	15	CV
PS	En travée (inf)	4.62	18.60	11.47	2.98	15	CV
	Sur appuis (sup)	3.93	38.36	10.72	6.53	15	CV

**2. Influence de l'effort tranchant (BAEL91)**

**Vérification de la compression du béton**

$$v_u \leq 0.4 * 0.9 * d * b_0 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$v_u \leq 0.4 * 0.9 * 0.8 * 0.35 * \frac{25 * 10^3}{1.5} = 1680 \text{ KN pour la poutre principale}$$

$$v_u \leq 0.4 * 0.9 * 0.36 * 0.3 * \frac{25 * 10^3}{1.5} = 648 \text{ KN pour la poutre secondaire}$$

**Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu_i} \leq \tau_{su} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = n * \pi * \emptyset$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII. 3** vérifications de l'influence de l'effort tranchant

les poutres	Zone de vérification	Vu	Choix des barres	$\mu_i$ (cm)	$\tau_{se}$	$\tau_{su}$	Observation $\tau_{se} \leq \tau_{su}$
PP	En travée (inf)	84.37	3HA16	15.072	1.38	3.15	CV
	Sur appuis (sup)	84.37	3HA12	11.304	1.84	3.15	CV

Tableau VII. 4 vérifications de l'influence de l'effort tranchant (suite)

les poutres	Zone de vérification	Vu	Choix des barres	$\mu_i$ (cm)	$\tau_{se}$	$\tau_{su}$	Observation $\tau_{se} \leq \tau_{su}$
PS	En travée (inf)	59.27	3HA14	13.188	1.24	3.15	CV
	Sur appuis (sup)	59.27	3HA12	11.304	1.45	3.15	CV

3. Vérification de la flèche

Pour se dispenser du calcul de la flèche il faut vérifier

Il n'est nécessaire de vérifier la flèche, si les trois conditions sont satisfaites

- **Condition N°1** :  $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.065$
- **Condition N°2** :  $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$
- **Condition N°3** :  $\frac{A_s}{d \cdot b_0} < \frac{4.2}{f_e}$

Avec :

L : portée de la travée entre nus d'appuis

Mt : Moment fléchissant maximal en travée

Mo : Moment statique

A : Section d'armatures tendue

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII. 5 Vérifications des 3 conditions.

Les poutres	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
PP	0.091 > 0.0625	0.091 > 0.072	0.0044 < 0.0105	CV
PS	0.095 > 0.0625	0.091 > 0.070	0.0031 < 0.0105	CV

**NB : Les trois conditions sont satisfaites dans toutes les poutres (pp ; ps), donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.**

## VII.1.6 Schéma de ferrailage

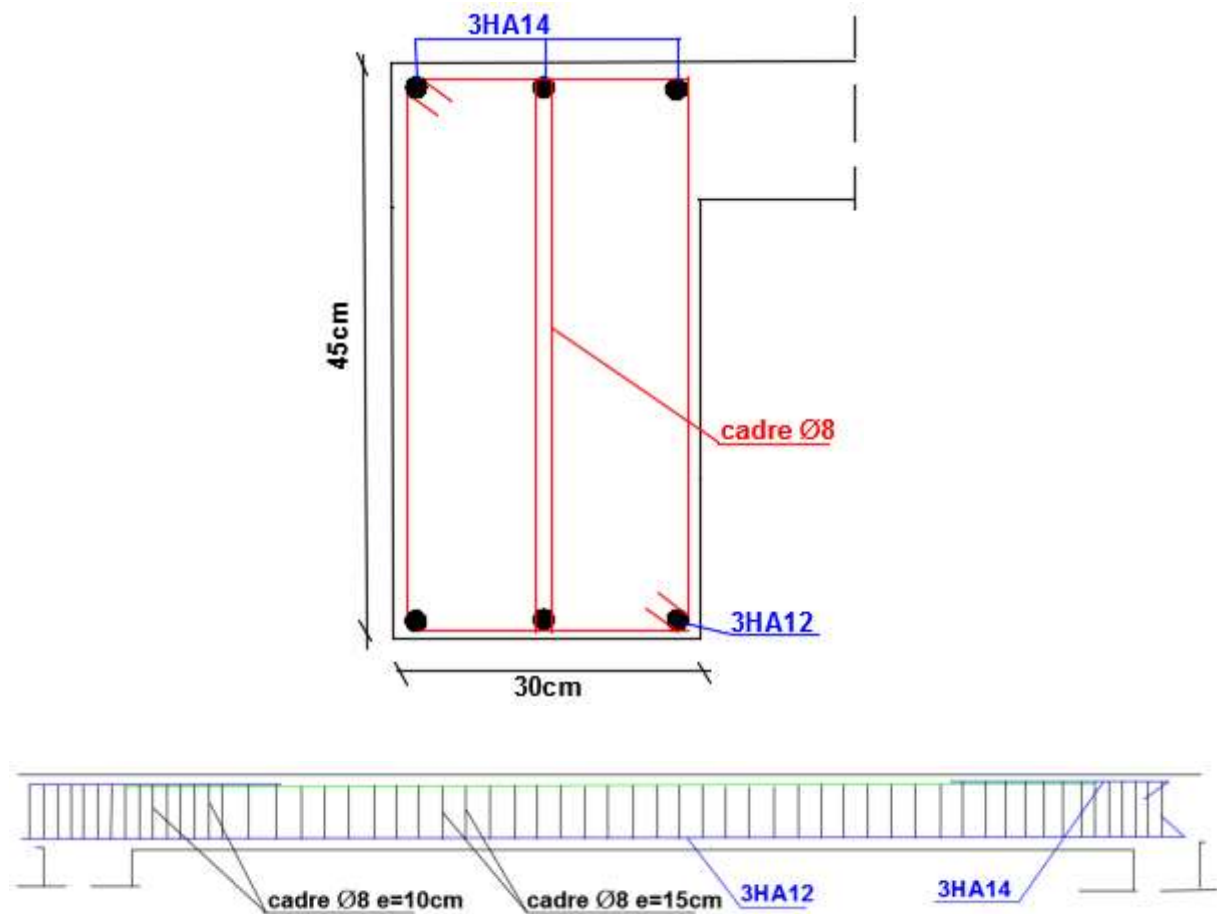


Figure VII. 9 Schéma de ferrailage de la poutre secondaire

## VII.2 Etude des poteaux

## VII.2.1 Introduction

On détermine les sections d'armatures des poteaux en calculant forfaitairement l'effort normal ultime limite dans le cas d'une compression centrée. L'état limite dimensionnant est L'ELU.

## VII.2.2 Hypothèses de calcul

Le dimensionnement des poteaux est basé sur les hypothèses suivantes :

- l'effort normal de compression est centré sur la section transversale du poteau
- les poteaux sont soumis uniquement aux actions dues à des charges permanentes et à des charges d'exploitation. On considère l'unique combinaison d'actions suivante :

$$1,35G+1,5Q.$$

VII.2.3 Calcul du ferrailage du poteau

Les efforts agissant sur le poteau sont représentés comme suit :

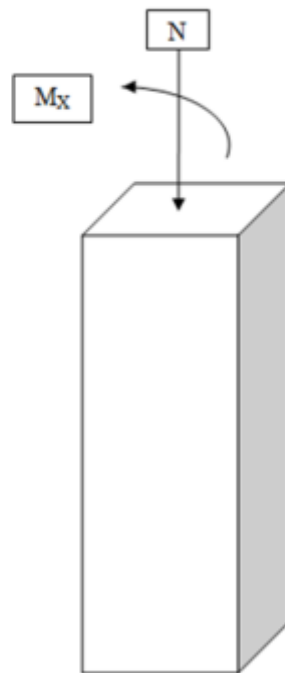


Figure VII. 10 Les efforts agissant sur le poteau

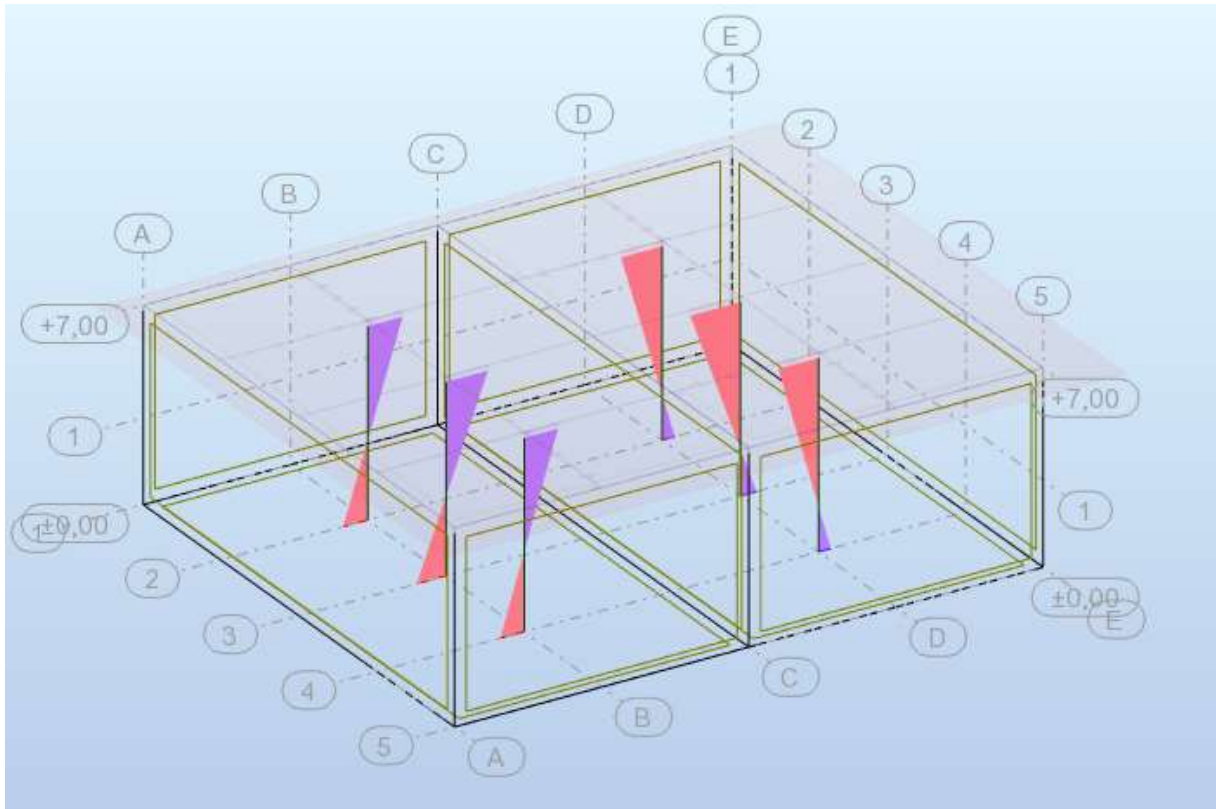


Figure VII. 11 Diagramme des moments des poteaux

Résultat des sollicitations sur les parois d'après la modélisation avec le logiciel ROBOT

Barre / Point [m]	FX [kN]
Valeur actuelle	281,69
pour la barre:	6
dans le point:	x=0,0 [m]

Barre / Point [m]	MZ [kNm]
Valeur actuelle	5,77
pour la barre:	6
dans le point:	x=0,0 [m]

$$N = 281,69\text{KN}$$

$$M_X = 5,77\text{KN.m}$$

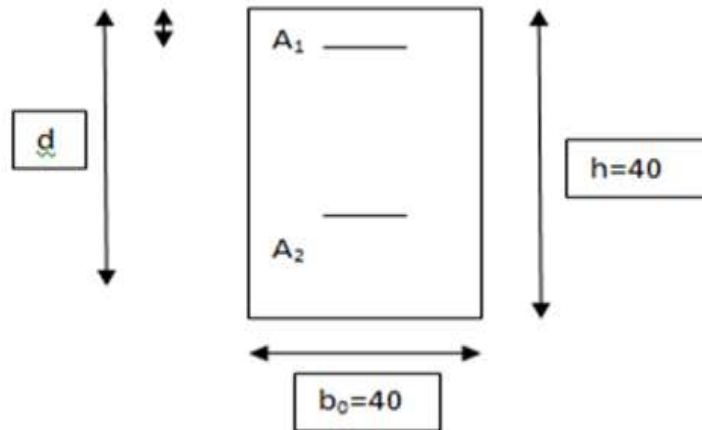
➤ **Le ferrailage longitudinal**

Le Poteau est sollicité par les moments  $M_X$ , et un effort de compression N, donc c'est une flexion composée

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire  $(b_0.h) = (0,4 \times 0,4) \text{ m}^2$

$$d = \frac{9h}{10} = \frac{3.6}{10} = 0,36$$

$$d' = \frac{h}{10} = \frac{0.4}{10} = 0,04$$



$$\bar{\sigma}_S = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 165\text{MPa}$$

Pour assurer l'étanchéité, on considère que la Fissuration est très préjudiciable (FTP) ; le calcul se fait à l'ELS

Donc l'enrobage  $c = 5\text{cm}$

Tableau VII.6 Ferrailage sous MX

	Suivant (x-x)
M (KN.m)	5,77
N (KN)	281,69
$e_0=M/N$ (m)	0,02
Type de section	$e_0 < (d-d')/2$ SET
$e_1 = [(d-d')/2] - e_0$	0,14
$e_2 = [(d-d')/2] + e_0$	0,18
$A_1 = Ne_2 / (d-d') \sigma_s$ (cm <sup>2</sup> )	9,60
$A_2 = Ne_1 / (d-d') \sigma_s$ (cm <sup>2</sup> )	7,46
$A_{\min RPA} = 0.9B$	14.4
$A_{\min} = B \cdot f_{t28} / f_e$	1.93
Choix des armatures	14.4
Choix des barres	8HA16

Le ferrailage adopté est 8HA16  $A_s = 16.08 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_L}{3}$$

Avec

$\Phi_L$  : diamètre des armatures longitudinales.

$\Phi_t$  : diamètre des armatures transversales

$$\Phi_L = 16\text{mm}$$

$$\Phi_t \geq \frac{16}{3} = 5.33\text{mm} \Rightarrow \text{On prend } \Phi_t = 8\text{mm}$$

- **Espacement des armatures transversales**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(15\Phi_L, a + 10, 40) \text{ cm} \\ S_t \leq \min(24, 50, 40) \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \text{On prend } S_t \leq 24 \text{ cm}$$

Le RPA 99 exige pour la zone IIa les espacements suivants :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min\left(\frac{b}{2}, \frac{h}{2}, 10 \Phi_L\right) \text{ pour les zones courantes} \\ S_t \leq 16\text{cm} \text{ pour les zones nodales} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} St \leq \min(20, 20, 16) \\ St \leq 16cm \end{cases} \Rightarrow \text{Donc on choisit } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Nombre de cadres

$$N = \frac{l_0}{St} = \frac{700}{15} \Rightarrow \text{Donc : } n = 47 \text{ cadres}$$

VII.2.4 Schéma de ferrailage des poteaux

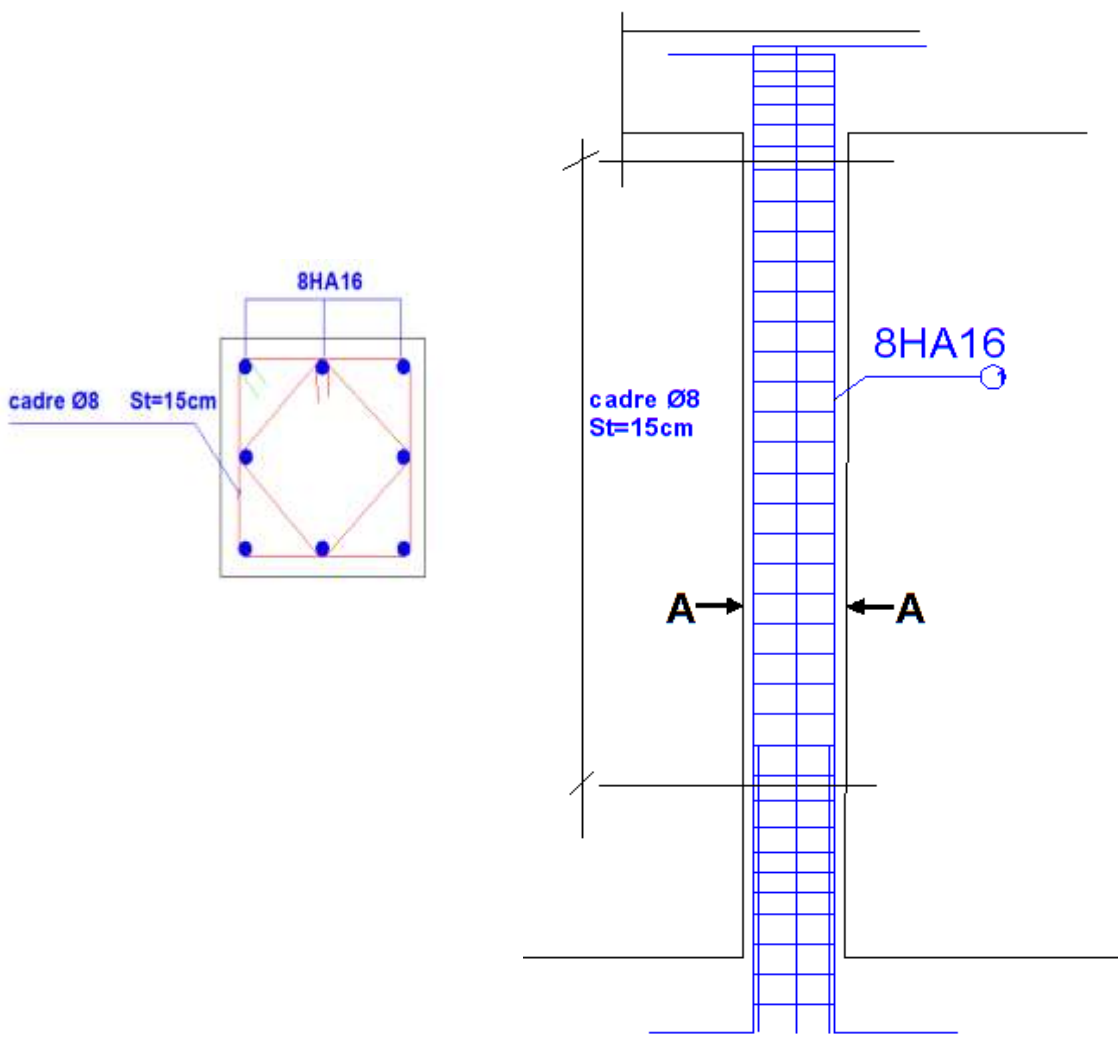


Figure VII. 12 Schéma de ferrailage des poteaux

## VII.3 L'étude des parois

### VII.3.1 Introduction

L'épaisseur des parois du réservoir varie de 30 cm à 50 cm du haut vers le bas, les combinaisons à prendre en compte sont l'ELU et ELS pour le cas statique, et la situation accidentelle pour le cas dynamique.

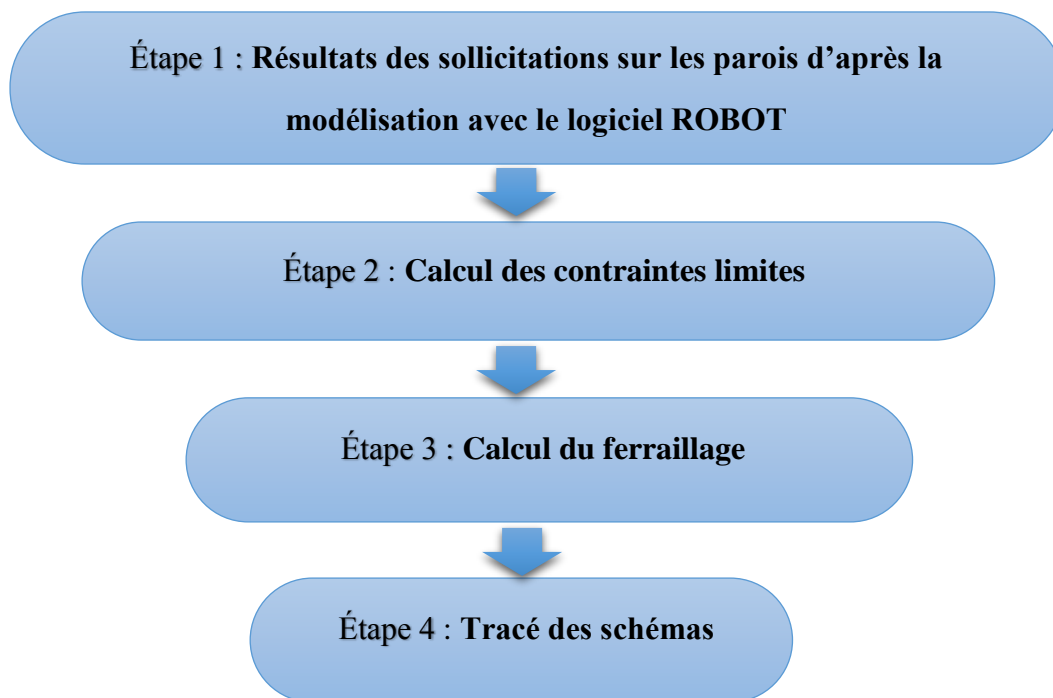
Le réservoir est soumis à la pression de l'eau et à la poussée des terres, cela se traduit par deux cas pour ferrailer les parois.

Cas n°1 : réservoir vide avec poussée des terres

Cas n°2 : réservoir plein avec poussée des terres

Le cas le plus défavorable est : réservoir vide avec poussée des terres

### VII.3.2 Étapes de calcul



### VII.3.3 Calcul des contraintes limites

L'état de fissuration considéré est très préjudiciable à cause de présence de l'eau et les charge qui s'appuient sur le réservoir.

➤ **Contraintes limites des aciers tendus**

a) **Côté eau**

La contrainte de traction des armatures du côté de l'eau (côté intérieur du réservoir) est donnée, selon le Fascicule 74 par l'expression

$$\bar{\sigma}_s = \alpha \sqrt{\frac{\eta f_{t28}}{\phi}} + \beta \cdot \eta \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 f_e \\ 90 \sqrt{\eta f_{t28}} \end{array} \right.$$

Nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{t28} = 0.06 f_{t28} + 0.6 = 0.06 \times 25 + 0.6 = 2.1 \text{ MPa} \\ \phi = 16 \text{ mm} \\ \eta = 1.6 \\ \alpha = 245 \\ \beta = 30 \end{array} \right.$$

- $f_{t28}$ : Résistance caractéristique du béton à la traction ;
- $\phi$  : Diamètre de la plus grosse des barres tendues prise en compte dans le calcul (en mm)
- $\eta$  : coefficient de fissuration des armatures ( $\eta = 1.6$  pour les armatures de hautes adhérences HA) ;
- $\beta$  : coefficient égale à :  $\left\{ \begin{array}{l} 0 \text{ pour les ouvrages à la mer ou à moins de } 5 \text{ km} \\ 30 \text{ dans les autres cas} \end{array} \right.$
- $f_e$ : nuance des aciers utilisés dans le ferrailage ;
- $\alpha$  : coefficient qui dépend de la fonction de la paroi en béton et de la nature du revêtement intérieur ;
- $\alpha = 240$  : dans le cas général où le béton doit jouer à la fois le rôle de structure mécanique et d'étanchéité,
  - ✓  $\alpha = 245$  : dans le cas d'étanchéité rigide (mortier de ciment),
  - ✓  $\alpha = 320$  : dans le cas d'une étanchéité souple non armé,
  - ✓  $\alpha = 400$  : dans le cas où l'étanchéité est souple armé, assurée par un revêtement intérieur adhérent en résine,
  - ✓  $\alpha = 450$  : dans le cas où l'étanchéité est assurée par un revêtement intérieur semi-adhérent ou indépendant rigide ou élasto-plastique.

$$\text{Alors : } \bar{\sigma}_s = 245 \sqrt{\frac{1.6 \times 2.1}{16}} + 30 \times 1.6 = 160.27 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s \leq \min$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.5 \times 400 = 200 \\ 90 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 164.97 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa}$$

## b) Côté extérieur

Pour le calcul des armatures de la face extérieure des parois, la contrainte de traction des aciers est limitée conformément aux règles BAEL par l'expression :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left[ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \times 400 = 266.66 \\ 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.63 \end{array} \right]$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

## a) À la compression

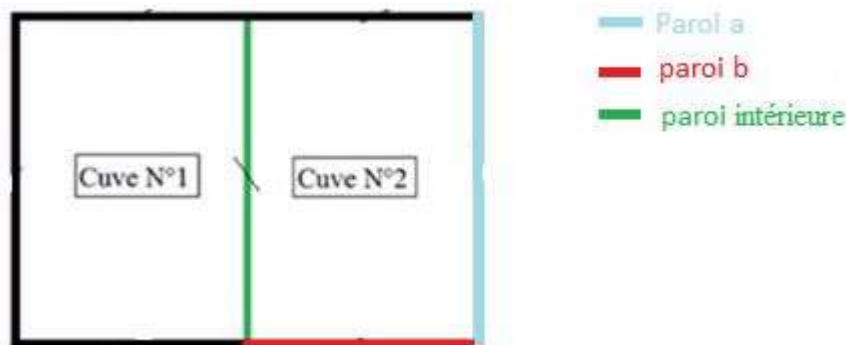
Dans les zones comprimées par flexion, la contrainte de compression du béton est limitée conformément aux règles BAEL et est donnée par l'expression :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{On a } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

## VII.3.4 Calcul du ferrailage



- **Paroi a**

- **Résultats des sollicitations sur les parois d'après la modélisation avec le logiciel ROBOT**

Nous allons présenter dans ce qui suit, les résultats de sollicitation pour la paroi de longueur 19 m.

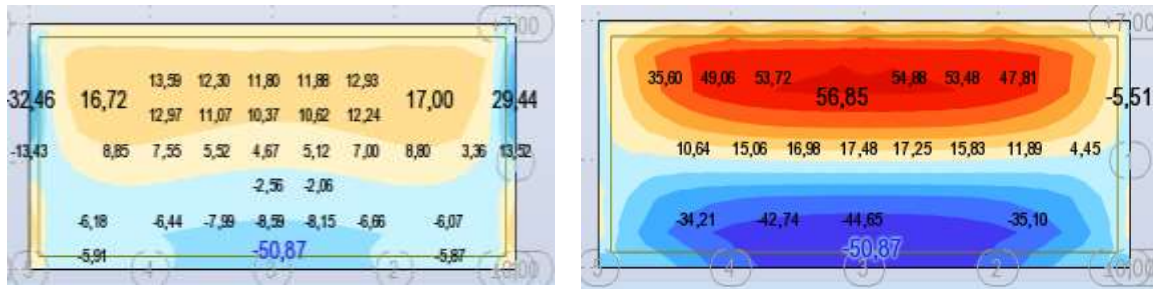


Figure VII.13 Sollicitation des moments et les efforts normaux à L'ELU

Figure 0.1 cartographies des moments horizontal et verticale de la paroi a

Paroi a	Horizontale	Verticale
Mt(KN.m)	56.59	56.85
Nt(KN)	82.88	-82.88
Ma(KN.m)	-32.46	-50.87
Na(KN)	23.67	147.57

➤ **Ferrailage horizontal (AH)**

Les cadres horizontaux sont soumis à la flexion composée (M et N). Ainsi, la section approximative des aciers horizontaux (principaux) à prévoir est donnée par les expressions :

$$A_H = \frac{M}{z \cdot \sigma_s} + \frac{|N|}{2 \cdot \sigma_s} \quad \text{Avec } z = d \cdot \frac{10 \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$$

L'épaisseur des parois du réservoir est supérieure à 15cm (e > 15cm) alors elles seront ferrillées en deux nappes ;

$$\begin{cases} A_{H-ext} = \frac{M_a}{z \cdot \sigma_s} + \frac{|N|}{2 \cdot \sigma_s} & \text{côté ext} \\ A_{H-eau} = \frac{M_t}{z \cdot \sigma_{st}} + \frac{|N|}{2 \cdot \sigma_{st}} & \text{côté eau} \end{cases} \quad \text{Avec } \begin{cases} z = d \cdot \frac{10 \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} & \text{côté ext} \\ z = d \cdot \frac{10 \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}}{15 \cdot \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_{st}}} & \text{côté eau} \end{cases}$$

a) **Côté eau**

La section à ferriller est :



Pour le ferrailage du côté eau, on utilise « Mt »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.50 - 0.05 = 0.45 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \cdot \frac{10 \times 15 + 201.63}{15 \times 15 + 201.63} = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-eau}} = \frac{56.59 \times 10^{-3}}{0.37 \times 201.63} + \frac{82.88 \times 10^{-3}}{2 \times 201.63} \quad A_{H\text{-eau}} = 9.64 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 5HA16}$$

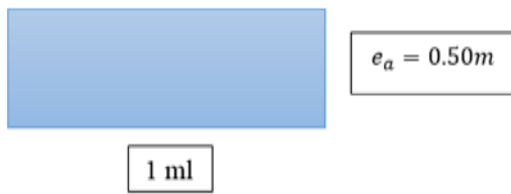
### Espacements des barres

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 20 \text{ cm.}$$

### b) Côté extérieur

La section à ferrailer est la même



Pour le ferrailage du côté extérieur, on utilise « Ma »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.5 - 0.05 = 0.45 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \cdot \frac{10 \times 15 + 160.27}{15 \times 15 + 160.27} = 0.36 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-ext}} = \frac{32.46 \times 10^{-3}}{0.36 \times 160.27} + \frac{23.67 \times 10^{-3}}{2 \times 160.27} \quad A_{H\text{-eau}} = 6.36 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 5HA14}$$

### Espacements des barres

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 20 \text{ cm.}$$

## 1. Ferrailage vertical (AV)

### a) Côté eau

La section à ferrailer est :



Pour le ferrailage du côté eau, on utilise « Mt »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.30 - 0.05 = 0.25 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \frac{10 \times 15 + 201.63}{15 \times 15 + 201.63} = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-eau}} = \frac{56.85 \times 10^{-3}}{0.37 \times 201.63} + \frac{82.88 \times 10^{-3}}{2 \times 201.63} \quad A_{H\text{-eau}} = 9.67 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 5HA16}$$

### Espacements des barres

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 20 \text{ cm.}$$

### b) Côté extérieur

La section à ferrailer est la même



Pour le ferrailage du côté extérieur, on utilise « Ma »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.30 - 0.05 = 0.25 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \frac{10 \times 15 + 160.27}{15 \times 15 + 160.27} = 0.36 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-ext}} = \frac{50.87 \times 10^{-3}}{0.36 \times 160.27} + \frac{147.57 \times 10^{-3}}{2 \times 160.27} \quad A_{H\text{-eau}} = 13.42 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 5HA20}$$

### Espacements des barres

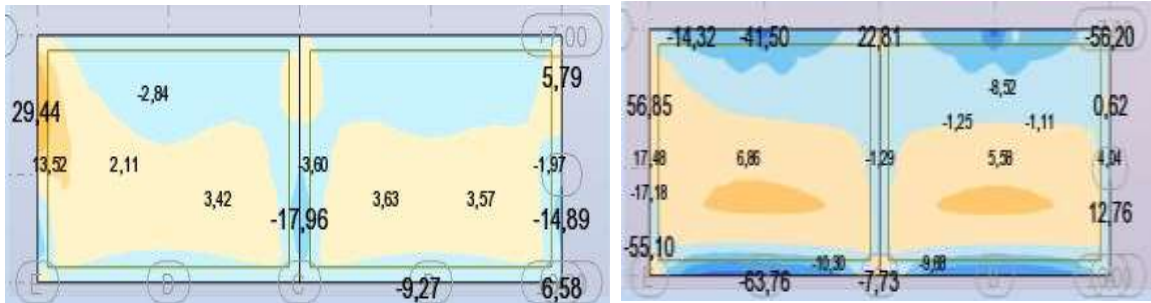
$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 20 \text{ cm.}$$

- **Paroi b**

➤ Résultats des sollicitations sur les parois d'après la modélisation avec le logiciel **ROBOT**

Nous allons présenter dans ce qui suit, les résultats de sollicitation pour la paroi de longueur 22.2 m



**Figure VII. 14** Cartographies des moments horizontal et verticale de la paroi b

**Tableau VII. 7** Sollicitation des moments et les efforts normaux à L'ELU

Paroi b	Horizontale	Verticale
Mt(KN.m)	-41.5	-41.50
Nt(KN)	45.17	-36.7
Ma(KN.m)	29.44	-63.76
Na(KN)	-54.92	-138.74

➤ **Ferraillage horizontal (AH)**

a) **Côté eau**

La section à ferrailer est :



Pour le ferraillage du côté eau, on utilise « Mt »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.50 - 0.05 = 0.45 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \cdot \frac{10 \times 15 + 201.63}{15 \times 15 + 201.63} = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-eau}} = \frac{41.50 \times 10^{-3}}{0.37 \times 201.63} + \frac{45.17 \times 10^{-3}}{2 \times 201.63} \quad A_{H\text{-eau}} = 6.68 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 5HA14}$$

**Espacements des barres**

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 20 \text{ cm.}$$

**b) Côté extérieur**

La section à ferrailer est la même



Pour le ferrailage du côté extérieur, on utilise « Ma »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.5 - 0.05 = 0.45 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \cdot \frac{10 \times 15 + 160.27}{15 \times 15 + 160.27} = 0.36 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-ext}} = \frac{29.44 \times 10^{-3}}{0.36 \times 160.27} + \frac{54.22 \times 10^{-3}}{2 \times 160.27} \quad A_{H\text{-eau}} = 6.79 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 5HA14}$$

**Espacements des barres**

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 20 \text{ cm.}$$

**2. Ferrailage vertical (AV)**

**a) Côté eau**

La section à ferrailer est :



Pour le ferrailage du côté eau, on utilise « Mt »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.30 - 0.05 = 0.25 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \frac{10 \times 15 + 201.63}{15 \times 15 + 201.63} = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-eau}} = \frac{41.5 \times 10^{-3}}{0.37 \times 201.63} + \frac{36.7 \times 10^{-3}}{2 \times 201.63} \quad A_{H\text{-eau}} = 6.47 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 5HA14}$$

### Espacements des barres

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 20 \text{ cm.}$$

### b) Côté extérieur

La section à ferrailer est la même



Pour le ferrailage du côté extérieur, on utilise « Ma »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.30 - 0.05 = 0.25 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \frac{10 \times 15 + 160.27}{15 \times 15 + 160.27} = 0.36 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-ext}} = \frac{63.76 \times 10^{-3}}{0.36 \times 160.27} + \frac{138.74 \times 10^{-3}}{2 \times 160.27} \quad A_{H\text{-eau}} = 15.37 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 5HA20}$$

### Espacements des barres

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{5} \Rightarrow St = 20 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 20 \text{ cm.}$$

### ➤ Paroi intérieure :

➤ Résultats des sollicitations sur les parois d'après la modélisation avec le logiciel ROBOT

Nous allons présenter dans ce qui suit, les résultats de sollicitation pour la paroi de longueur 19m.

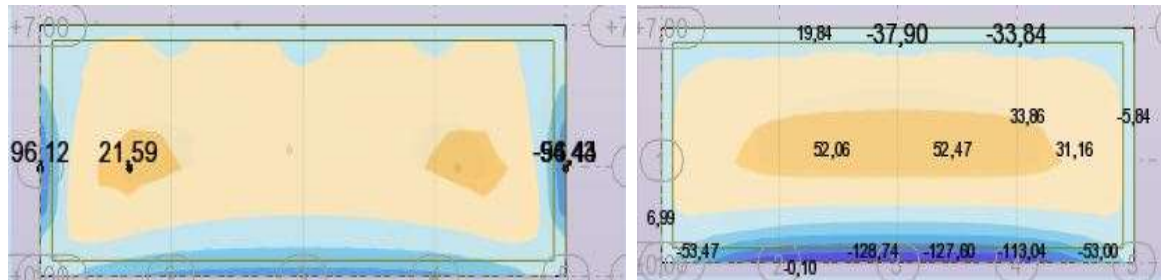


Figure VII. 15 cartographies des moments horizontal et verticale de la paroi c

Tableau VII. 8 Sollicitation des moments et les efforts normaux à L'ELU

Paroi c	Horizontale	Verticale
Mt(KN.m)	21.59	54.30
Nt(KN)	203.37	-82.21
Ma(KN.m)	96.12	128.74
Na(KN)	163.67	130.76

➤ Ferrailage horizontal (AH)

c) Côté eau

La section à ferrailer est :



Pour le ferrailage du côté eau, on utilise « Mt »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.50 - 0.05 = 0.45 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \cdot \frac{10 \times 15 + 201.63}{15 \times 15 + 201.63} = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-eau}} = \frac{21.59 \times 10^{-3}}{0.37 \times 201.63} + \frac{203.37 \times 10^{-3}}{2 \times 201.63} \quad A_{H\text{-eau}} = 7.93 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 7HA14}$$

**Espacements des barres**

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{7} \Rightarrow St = 14 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 14 \text{ cm.}$$

**3. Ferrailage vertical (AV)**

**a) Côté eau**

La section à ferrailer est :



Pour le ferrailage du côté eau, on utilise « Mt »

$$\text{Nous avons : } \begin{cases} d = 0.30 - 0.05 = 0.25 \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 160.27 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow z = 0.45 \frac{10 \times 15 + 201.63}{15 \times 15 + 201.63} = 0.37 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{H\text{-eau}} = \frac{54.30 \times 10^{-3}}{0.37 \times 201.63} + \frac{82.21 \times 10^{-3}}{2 \times 201.63} \quad A_{H\text{-eau}} = 9.31 \text{ cm}^2 \text{ on adopte 7HA14}$$

**Espacements des barres**

$$St = \frac{b}{n} = \frac{100}{7} \Rightarrow St = 14 \text{ cm.}$$

$$St \leq \min(1.5e ; 20 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 0.5 ; 20 \text{ cm}) \Rightarrow t \leq 20 \text{ on adopte } St = 14 \text{ cm.}$$

**Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.4 \times 2.1}{400} 10^4 = 4.83 \text{ cm}^2.$$

Nous avons assemblé tous les résultats obtenir dans le tableau suivant :

		Horizontale		Verticale	
		eau	ext	eau	ext
<b>Paroi a</b>	$A_{S(cal)} \text{ cm}^2/\text{ml}$	9.64	6.36	9.67	13.42
	$A_{Smin} \text{ cm}^2/\text{ml}$	4.83	4.83	4.83	4.83
	Choix des barres	5HA16	5HA14	5HA16	5HA20
	$S_t \text{ cm}$	20	20	20	20
<b>Paroi b</b>	$A_{S(cal)} \text{ cm}^2/\text{ml}$	6.68	6.79	6.47	15.37
	$A_{Smin} \text{ cm}^2/\text{ml}$	4.83	4.83	4.83	4.83
	Choix des barres	5HA14	5HA14	5HA14	5HA20
	$S_t \text{ cm}$	20	20	20	20
<b>Paroi intérieur</b>	$A_{S(cal)} \text{ cm}^2/\text{ml}$	7.93	/	9.31	/
	$A_{Smin} \text{ cm}^2/\text{ml}$	4.83	/	4.83	/
	Choix des barres	7HA14	/	7HA14	/
	$S_t \text{ cm}$	14	/	14	/

VII.3.5 Schéma de ferrailage des parois :

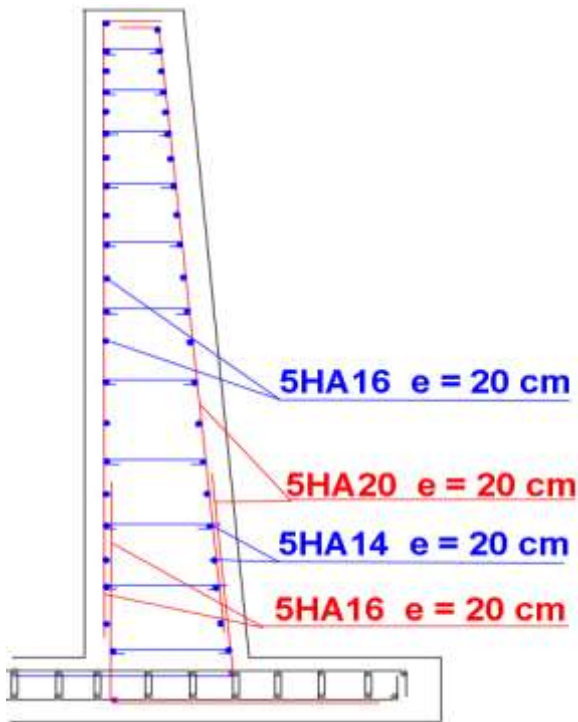


Figure VII. 16 Schéma de ferrailage de paroi a

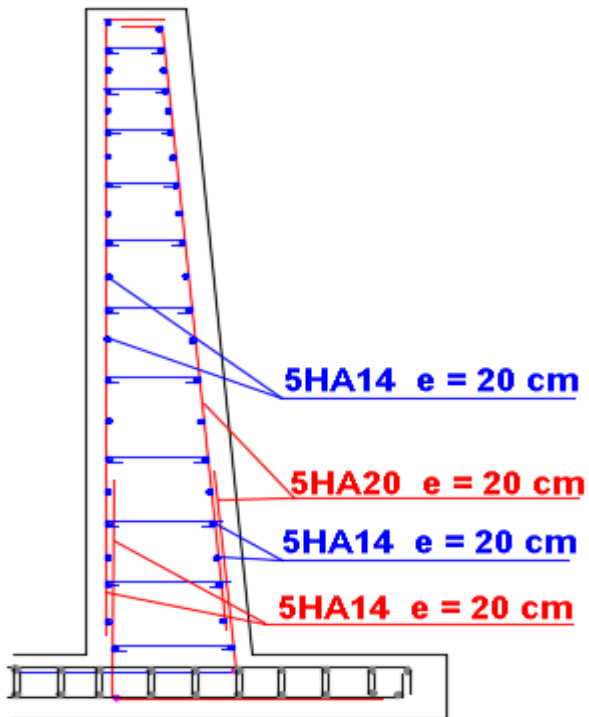


Figure VII. 17 Schéma de ferrailage de la paroi b

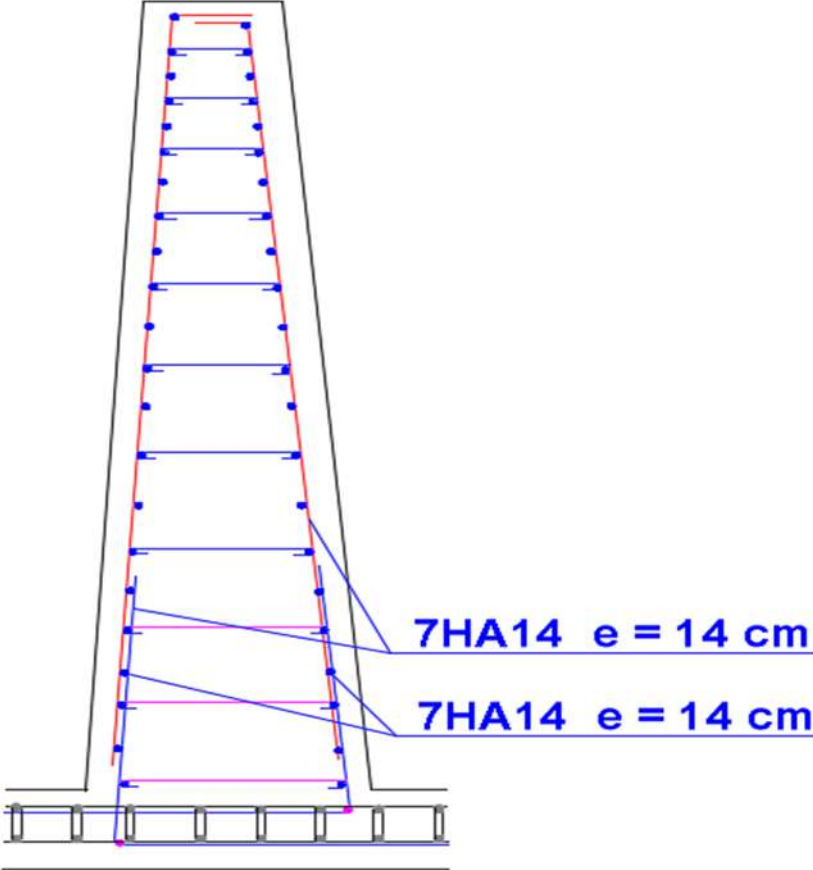


Figure VII. 18 Schéma de ferrailage de paroi intérieure

---

**VIII. CHAPITRE 08**

---

**ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE**

---

## VIII.1 Introduction

Le rôle fondamental dévolu à une fondation est de transmettre au sol les charges et surcharges dues à la superstructure dans les conditions d'exploitation et d'assurer aussi une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsque, ce dernier est sollicité par des efforts extérieurs (poussée des terres, séisme).

Dans ce qui suit et tenant compte des moments de renversement importants que nous avons trouvés nous préconisons une fondation sur radier général rectangulaire.

## VIII.2 Choix de type de fondation

On distingue deux types de fondations :

1. Fondations superficielles : elles sont utilisables dans le cas où le bon sol n'est pas situé à une grande profondeur, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes et radiers.
2. Fondations profondes : elles sont utilisées lorsque le bon sol est situé à des profondeurs importantes, la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments : cas des semelles sur pieux ou puits.

### ➤ Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres suivants

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

### ➤ Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir

- Stabilité totale de l'ouvrage.
- Solution facile à réaliser et économique.

### ➤ En ce qui concerne notre ouvrage, On a choisi entre

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général (dalle plate).
- Le radier champignon sous poteaux.
- Radier nervuré.

### VIII.3 Etude du radier

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré général.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et parois.

#### VIII.3.1 Dimensionnement du radier

##### ➤ L'épaisseur du radier

##### Condition de non poinçonnement

$$hr \geq \frac{Q_u}{0,045\mu_c f_{c28}}$$

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q \text{ AVEC } \begin{cases} Q = 20000 \text{ KN} \dots \dots \text{ poids du volume total d'eau.} \\ G = 9914,0122 \text{ KN} \dots \dots \text{ poids du réservoir vide.} \end{cases}$$

$$Q_u = 1,35 \times 9914,0122 + 1,5 \times 20000 = 43383,9156 \text{ KN.}$$

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact.

$$\mu_c = (L+1) 2 \text{ avec : } L=23,2\text{m} ; \quad l = 20\text{m.}$$

$$\mu_c = (23,2+20)2 = 86,4\text{m.}$$

$$hr \geq \frac{43383,9156 \times 10^{-1}}{0,045 \times 86,4 \times 25} = 0,446 \text{ cm.} \quad \text{On prend } hr = 50 \text{ cm.}$$

#### VIII.3.2 Calcul des sollicitations

##### ➤ La surface minimale de radier

$$A = L \times l = 23,2 \times 20 = 464 \text{ m}^2$$

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

Superstructure :

$$G = 9914,0122 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ poids de réservoir vide.}$$

Infrastructure :

$$G_{\text{rad}} = A \times hr \times 25 = 5800 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{totale}} = G_{\text{rad}} + \text{ poids de réservoir vide} = 15714,0122 \text{ KN.}$$

. Donc :  $G_{totale} = 15714,0122 \text{ KN}$  ;  $Q_{totale} = 20000 \text{ KN}$

➤ **Calcul des Sollicitations**

**ELU:**  $N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 1,35 \times 15714,0122 + 1,5 \times 20000 = 51213,91 \text{ KN}$

**ELS :**  $N_s = G_T + Q_T = 35714,0122 \text{ KN}$

➤ **Les contraintes**

$\sigma_1$  : Contrainte due au réservoir vide.

$\sigma_m$  : Contrainte due au réservoir plein.

- Réservoir vide

$N = G = 15714,0122 \text{ KN}$ .....poids de réservoir vide.

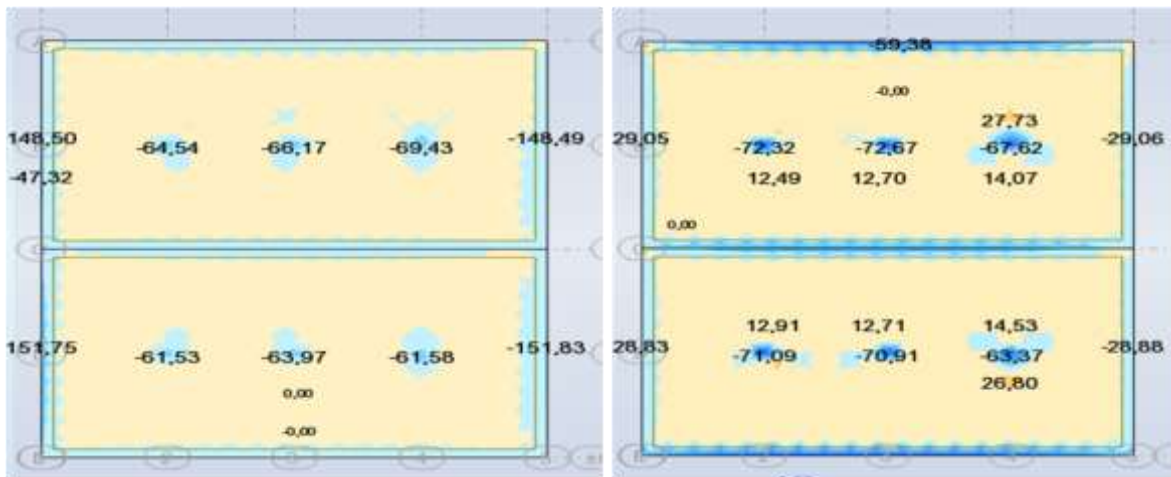
$$A = 464 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = N/A = 15714,0122/464 \Rightarrow \sigma_1 = 0.0339 \text{ Mpa}$$

- Réservoir plein :

$N = G + Q = 35714,0122 \text{ KN}$

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I}y.$$



**Figure VIII. 2** Cartographie des moments de radier a l'ELU

Nous avons

$$M_x = 151,75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -59,38 \text{ KN.m}$$

**Inertie du radier**

$$I_x = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I_x = \frac{20 \times 23,2^3}{12} \Rightarrow I_x = 20811,94 \text{ m}^4.$$

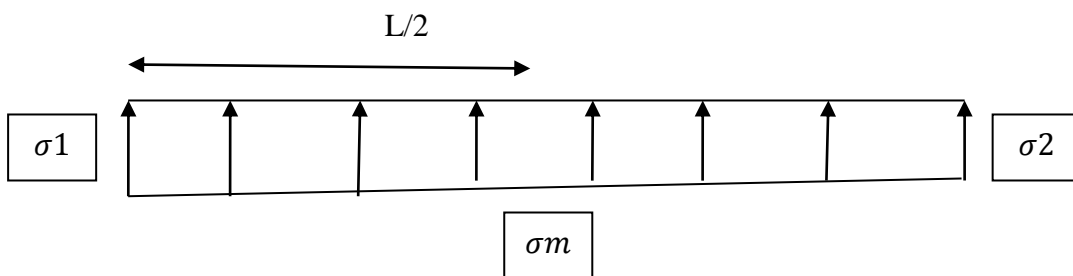
$$I_y = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow I_y = \frac{23,2 \times 20^3}{12} \Rightarrow I_y = 15466,66 \text{ m}^4$$

**Centre de masse de la radier**

(Xr ; Yr) = (9,5 ; 11,6) m

Pour L=19 m.

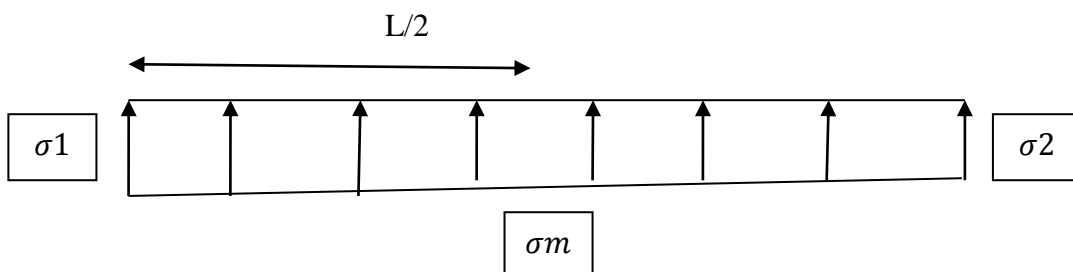
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{35714,0122}{464} + \frac{151,75}{20811,94} 9,5 = 0,077 \text{ MPa.} \\ \sigma_2 = \frac{35714,0122}{464} - \frac{151,75}{20811,94} 9,5 = 0,0769 \text{ MPa} \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,077 + 0,076}{4} = 0,0769 \text{ MPa.} \end{cases}$$



**Figure VIII. 3** Diagramme des contraintes verticales sous le radier

Pour L = 23,2 m.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{35714,0122}{464} + \frac{59,38}{15466,66} 11,6 = 0,077 \text{ MPa.} \\ \sigma_2 = \frac{35714,0122}{464} - \frac{59,38}{15466,66} 11,6 = 0,0769 \text{ MPa.} \\ \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 0,077 + 0,0769}{4} = 0,0769 \text{ MPa.} \end{cases}$$



**Figure VIII. 4** Diagramme des contraintes verticales sous le radier

**VIII.3.3 Vérification**

➤ **Vérification de La surface minimale du radier**

La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante :

- A l'ELU:  $S_{\text{radier}} = 464 \text{ m}^2 > \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{51213,91}{200} = 256,07 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$
- A l'ELS:  $S_{\text{radier}} = 464 \text{ m}^2 > \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35714,0122}{200} = 178,57 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{CV.}$

Avec:  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$

➤ **Vérification de contrainte**

$G_1 = 15714,0122 \text{ KN} \dots\dots\dots$  Poids de réservoir à vide

$G_2 = \gamma_{\text{sol}} \times V = \gamma_{\text{sol}} (464) = 19(464)0,5 = 4408 \text{ KN} \dots\dots$  Poids de sol sur le radier

Avec  $\gamma_{\text{sol}} = 19 \text{ KN/m}^3$

$$G = G_1 + G_2 = 20122,0122 \text{ KN}$$

➤ **Vérification en situation durable et transitoire**

$$\sigma = G/A = \frac{20122,0122}{464} = 0,043 \text{ MPa} \leq \sigma_{\text{adm}} = 0.2 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification en situation accidentelle**

$N = G + Q = 20122,0122 + 20000 = 40122,0122 \text{ KN.}$

$$\sigma_1 = N/A = 0.0864 \text{ MPa}$$

$M_r = N \times h_r = 40122,0122 \times 0,5 = 20061,0061 \text{ KN.m}$

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

$M_r$  : Moment renversant

Pour :  $L = 19 \text{ m.}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{40122,0122}{464} + \frac{20061,0061}{20811,94} \times 9,5 = 0,095 \text{ MPa} \leq 0,26 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{40122,0122}{464} - \frac{20061,0061}{20811,94} \times 9,5 = 0,077 \text{ MPa} \leq 0,26 \text{ MPa} \end{cases} \text{ Condition vérifiée}$$

Pour :  $L = 23,2 \text{ m.}$

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{40122,0122}{464} + \frac{20061,0061}{15466,66} \times 11,6 = 0,10 \text{ MPa} \leq 0,26 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{40122,0122}{464} - \frac{20061,0061}{15466,66} \times 11,6 = 0,071 \text{ MPa} \leq 0,26 \text{ MPa} \end{cases} \text{ Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la stabilité de l'ouvrage**

$$M_s > 1.5 M_r \begin{cases} M_r = 20061,0061 \text{ KN.m} \\ M_s = G b \\ b = \frac{L_{\text{ext}} + L_{\text{int}}}{4} \end{cases}$$

$M_r$  : Moment renversant

$M_s$  : Moment stabilisant

Pour : L=19 m.

$$M_s > 1.5 M_r \begin{cases} M_r = 20061,0061 \text{KN.m} \\ M_s = G b \\ b = \frac{19+18}{4} = 9,25\text{m} \end{cases}$$

$M_s = 20122,0122 \times 9,25 = 186128,6129 \text{KN.m} > 30091,509 \text{KN.m}$ .....condition vérifiée

Pour : L= 23,2 m.

$$M_s > 1.5 M_r \begin{cases} M_r = 20061,0061 \text{KN.m} \\ M_s = G b \\ b = \frac{23,2+22,2}{4} = 11,35\text{m} \end{cases}$$

$M_s = 20122,0122 \times 11,8 = 2283881,188 \text{KN.m} > 30091,509 \text{KN.m}$ .....condition vérifiée

### VIII.3.4 Ferrailage du Radier

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, Le radier est toujours en contact avec l'eau ; la fissuration est très préjudiciable ; le calcul se fera uniquement à l'ELS.

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$$\begin{cases} 0 < \alpha < 0,4 & \text{la dalle sur un sens} \\ 0,4 < \alpha < 1 & \text{la dalle sur deux sens} \end{cases} \quad \text{Avec } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :  $L_x = 4,7 \text{ m}$  ;  $L_y = 5,45 \text{ m}$ .

$$\alpha = \frac{4,7}{5,45} = 0,86$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis (panneau intermédiaire)

Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,75 \times M_x$  ;  $M_{ty} = 0,75 \times M_y$ )

Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,5 \times M_x$  ;  $M_{ay} = 0,5 \times M_x$ )

Si le panneau considéré est un panneau de rive

Moment en travée : ( $M_{tx} = 0,85 \times M_x$  ;  $M_{ty} = 0,85 \times M_y$ )

Moment sur appuis : ( $M_{ax} = 0,3 \times M_x$  ;  $M_{ay} = 0,3 \times M_x$ )

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-après, où  $L_x$  est la plus petite dimension.

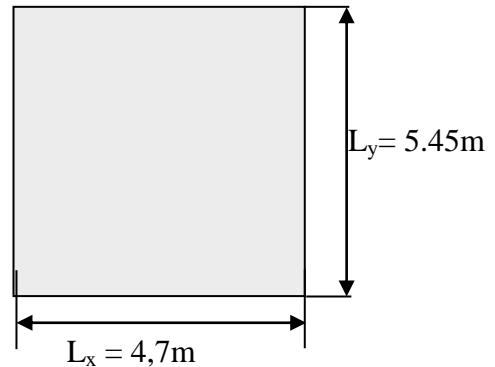
Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91 Page (355)}$$

**VIII.3.5 Evaluation des charges et surcharges**

**ELU :**  $q_u = N_u/A = \frac{51213,91}{464} = 110.37 \text{ KN/m.}$

**ELS :**  $q_s = N_s/A = \frac{35714,0122}{464} = 76.97 \text{ KN/m.}$



**VIII.3.6 Calcul des sollicitations**

$\alpha = 0,86$

$\alpha > 0,4$  ; donc la dalles porte sur deux sens

➤ **L'ELS**  
**Sens X-X**

$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4 \times \alpha^3)} = 0.0494$

$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0494 \times 76.97 \times 4.7^2 = 83,99 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 62.99 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 41.9 \text{ KN.m}$

**Sens Y-Y**

$\mu_y = \alpha^2 \times (1 - 0.95 \times (1 - \alpha)^2) = 0,726$

$M_y = \mu_y \times M_x = 0,726 \times 83.99 = 60.97 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.75 \times M_x = 45.73 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = 0.5 \times M_x = 30.49 \text{ KN.m}$

➤ **L'ELU**

$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4 \times \alpha^3)} = 0.0494$

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0494 \times 110,37 \times 4.7^2 = 120.44 \text{ KN.m}$

$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 90.33 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 60.22 \text{ KN.m}$

**Sens Y-Y**

$\mu_y = \alpha^2 \times (1 - 0.95 \times (1 - \alpha)^2) = 0,726$

$M_y = \mu_y \times M_x = 0,726 \times 120.44 = 87.43 \text{ KN.m}$

$M_{ty} = 0.75 \times M_x = 65.58 \text{ KN.m}$

$M_{ay} = 0.5 \times M_x = 43.71 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage longitudinal à L'ELU**

- **Pourcentage minimal**

$$\text{Suivant le petit côté : } A_{y \min} \begin{cases} A_{y \min} \geq 6\% h_0 : f_e E 500. \\ A_{y \min} \geq 8\% h_0 : f_e E 400. \\ A_{y \min} \geq 12\% h_0 : (\text{autre cas}). \end{cases} \implies A_{y \min} = 4 \text{ cm}^2.$$

Suivant le grand coté :  $A_{x \min} \geq A_{y \min} [(3-\alpha)/2] \dots \dots \dots$ BAEL 91 Page (359).

$$A_{x \min} = 4,28 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 5,43 \text{ cm}^2.$$

- **Exemple du calcul**

**Sens x-x :**

Fissuration très Préjudiciable :

$\eta = 1,0$  pour aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$  pour aciers HA  $\emptyset > 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$  pour aciers HA  $\emptyset < 6\text{mm}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,8 \frac{1}{2} f_e = 200 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{(\eta f_{tj})} = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right. \implies \bar{\sigma}_s = 160 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \implies \mu = \frac{62,99}{1 \times 0,45^2 \times 14,16} = 0,0219 < \mu_1 = 0,392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0277$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,445 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t}{Z \bar{\sigma}_s} = \frac{62,99}{0,445 \times 160} = 8,85 \text{ cm}^2.$$

On adopte 6HA14;  $A = 9,24 \text{ cm}^2$ ;  $St = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$

- **En appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{41,9}{1 \times 0,45^2 \times 14,16} = 0,0146 < \mu_1 = 0,392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas).}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0124$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,447 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a}{Z \bar{\sigma}_s} = \frac{41,9}{0,445 \times 160} = 5,862 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12;  $A = 6,79 \text{ cm}^2$ ;  $St = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$

**Sens y-y**

• **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{45,73}{1 \times 0,45^2 \times 14,16} = 0,0159 < \mu_1 = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas)}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0201$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.446m$$

$$A = \frac{M_t}{Z \sigma_s} = \frac{45,73}{0.446 \times 160} = 6.4 \text{ cm}^2.$$

On adopte 6HA12;  $A = 6.79 \text{ cm}^2$ ;  $St = \frac{100}{6} = 16 \text{ cm}$

• **En appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{30,49}{1 \times 0,45^2 \times 14,16} = 0,0106 < \mu_1 = 0.392 \text{ donc } A'_s = 0 \text{ (n'existe pas)}.$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0133$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.447m$$

$$A = \frac{M_a}{Z \sigma_s} = \frac{30,49}{0.447 \times 160} = 4.26 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA12;  $A=6.79 \text{ cm}^2$ ;  $St = \frac{100}{6}=16 \text{ cm}$

**Tableau VIII. 1** Résumé de calcul de ferrailage

	En travée		En appuis	
	x-x	y-y	x-x	y-y
$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	4,28	4	4,28	4
$A_{CNF} \text{ (cm}^2\text{)}$	5,43	5,43	5,43	5,43
$A_{calculée} \text{ (cm}^2\text{)}$	8.85	6.4	5.862	4.26
Choix des barres	6HA14	6HA12	6HA12	6HA12
Esp (cm)	16	16	16	16

## VIII.3.7 Schéma de ferrailage

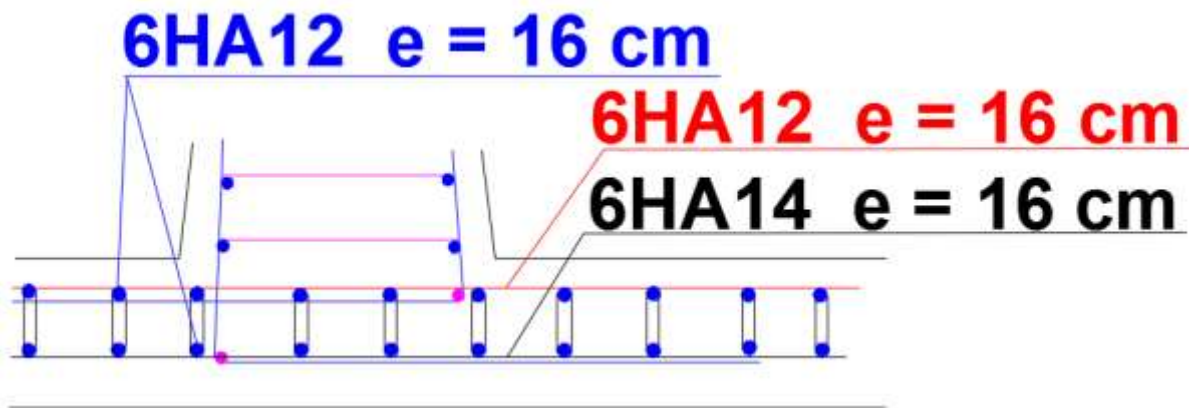


Figure VIII. 5 Schéma de ferrailage de radier

---

## **CONCLUSION GENERALE**

---

## *Conclusion générale*

---

Ce travail nous a permis de voir les difficultés liées à la conception et au calcul des dimensions de la structure d'un réservoir rectangulaire semi-enterré de capacité 2000 m<sup>3</sup> implanté à la Wilaya de Bouira ,ce qui nous a donc permis d'approfondir nos connaissances et d'obtenir une formation plus poussée dans ce type d'ouvrage.

La simulation numérique du réservoir a été réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.

Cette simulation nous a permis de conclure que le séisme n'a aucun effet sur **les parois** vu que l'ouvrage est semi encastré mais il a une grande influence sur le comportement dynamique des eaux du réservoir ce qui implique la nécessité d'une étude hydrodynamique.

Le dimensionnement des parois a été calculé pour le cas le plus défavorable qui est réservoir vide avec poussée des terres.

L'étude hydrodynamique nous a permis de vérifier que lors d'un séisme, les éléments de réservoir ne risquent pas d'être endommagés par l'effet des vagues, et aussi de vérifier la stabilité de réservoir au renversement et au cisaillement.

Le calcul de la hauteur des vagues nous a permis de vérifier la bonne hauteur de la paroi pour s'assurer qu'aucune eau n'a été perdue en raison de son mouvement pendant de tremblement de terre.

Dans l'étude de l'infrastructure, on a opté pour un radier général bien que le sol est de bonne qualité (contrainte admissible = 2 bars) et cela pour éviter les tassements différentiels.

## Références bibliographiques

- [1] Cours ouvrages spéciaux (Dr. F. MOUSSAOUI)
- [3] Site internet : <https://www.techniques-ingenieur.fr/base-documentaire/construction-et-travaux-publics-th3/gestion-de-l-eau-42234210/stockage-de-l-eau-ouvrages-en-beton-c3671/types-d-ouvrages-concernes-c3671niv10001.html#:~:text=Les%20réservoirs%20sont%20constitués%20par,de%20tout%20mode%20de%20fondation.>
- [4] Projet de Fin d'Etudes (Ibnou A. Sarré 2009)
- [5] site du collège Georges Brassens
- [6] Traité des ouvrages en béton Armé [Tome 6] (GUERRIN)
- [7] Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites. BAEL 91
- [8] Le fascicule 74
- [9] Règles parasismiques Algérien. (RPA 99 version 2003)

## **Logiciels**

Robot Structural Analysis 2016.

## **ANEEX**