



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE «Abbès LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

## Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structures**

### Étude et conception d'un réservoir en béton armé 5000 m<sup>3</sup>

**Réalisé par :** - M<sup>elle</sup>. IDIR Loubna  
- M<sup>elle</sup>. BOUTRID Dounia

**Membres de jury :**

M. BOUTRID Abdelaziz    *Président*    (MCA)  
M. REFRAFI Salah        *Examineur*    (MCB)

**Dirigé par :**

M. ALI RACHEDI Mohamed (MCB)

*Présenté le : 15/07/2021*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## **REMERCIEMENT**

**Tout d'abord, nous remercions nos parents  
pour le**

**Soutien moral et matériel**

**Nous remercions notre encadreur.**

**Mohammed Ali Rachedi**

**Nous remercions également notre  
enseignant,**

**Mustapha Kamel Khalfaoui**

**et**

**Abderrahmane Menasria,**

**qui ont participé à l'élaboration de ce  
travail.**

**Aussi, nous exprimons notre respect aux  
membres du jury que nous honorons avec  
appréciation notre travail.**



## **DEDICACE**

**Au nom de dieu, le clément, le miséricordieux  
Le voyage de mille milles commence par un seul  
pas et je commence  
le premier pas vers le voyage de ma réussite  
le début de mon diplôme, je donne  
ma réussite comme cadeaux a mes parents  
Mon père ma force et ma mère mon paradis et mes  
frères ma fiertés.**

**A tous mes amis de la promo master II génie civil  
2020-2021**

**A tous les professeurs de génie civil sur tous les  
enseignants**

**Mohamed Ali Rachdi**

**et**

**Mustapha Kamel Khalfaoui**

**Que dieu vous protège**

**Sans oublié mes amis : Mouchira, Souha, Soufiane,  
Madjda, Roma, Tahar**

# SOMMAIRE

-	INTRODUCTION GENERALE	
CHAPITRE I	<b>GENERALITES SUR LES RESERVOIRS</b>	
I.1	Définition	1
I.2	Les fonctions des réservoirs	1
I.3	Les types de réservoirs	1
I.3.1	Châteaux d'eau	1
I.3.2	Réservoirs d'eau semi-enterrés ou enterrés	4
I.3.3	Châteaux d'eau ou réservoirs avec supprimeur?	4
I.4	Classification des réservoirs	6
I.5	Ouvrages annexes	7
I.6	Choix du site d'un réservoir	7
I.7	Capacité théorique d'un réservoir	8
I.8	Classement des ouvrages	8
I.9	Rôles et intérêts	9
I.10	Procédure de nettoyage	10
I.11	Conclusion	10
CHAPITRE II	<b>PRESENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX</b>	
II.1	<b>Introduction</b>	12
II.2	Caractéristiques du réservoir d'eau	12
II.3	Éléments constituant l'ouvrage	12
II.4	Exigences techniques	12
II.5	Les Actions à prendre en considération	13
II.6	Réglementation et normes utilisées	13
II.7	Caractéristiques des matériaux	13
II.8	Hypothèses de calcul	17
II.8.1	Etats limites ultimes (ELU)	17
II.8.2	Etats limites de service (ELS)	17
II.9	Actions et sollicitations	19
II.9.1	Les Actions	19
II.9.2	Combinaisons d'actions	19
CHAPITRE III	<b>PRE-DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES</b>	
III.1	Introduction	20
III.2	Pré dimensionnement	20
III.2.1	Pré dimensionnement des poteaux	20
III.2.1.1	Vérification vis-à-vis de flambement des poteaux (B.A.E.L 91)	21
III.2.2	Pré dimensionnement des poutres	23
III.2.2.1	Poutres principales	24
III.2.2.2	Vérification suivant RPA 99 "version 2003"	24
III.2.3	Les planchers	24
III.2.3.1	Dalle pleine	24
III.2.4	Les voiles	25

III.2.5	Acrotère	27
III.3	Récapitulatif	27
III.4	Descente De Charge	28
III.4.1	Charges permanentes G [D.T.R B.C.22	28
III.4.2	Surcharges d'exploitations Q [D.T.R B.C.22]	28
III.4.2.1	Évaluation des charges et surcharges	28
III.4.2.2	Les planchers	28
III.4.2.3	Loi de dégression des surcharges	29
III.4.2.4	Vérification des sections adoptées pour les poteaux	33
CHAPITRE IV	<b>ÉTUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES</b>	
IV.1	Introduction	36
IV.2	Acrotère	36
IV.2.1	<b>Vérification de l'effort due au séisme</b>	36
IV.2.2	Ferraillage de l'acrotère	40
IV.2.3	Etude du trou d'homme	41
IV.3	Etude de la dalle	41
IV.3.1	Introduction	41
IV.3.2	Méthode de calcul	41
IV.3.3	Hypothèse de la méthode	41
IV.3.4	Principe de la méthode forfaitaire	42
IV.3.5	Etape de calcul	42
IV.3.6	Combinaisons d'actions	43
IV.3.7	Calcul des armatures	45
IV.3.8	Vérification des contraintes	47
CHAPITRE V	<b>ÉTUDE DYNAMIQUE.</b>	
V.1	Introduction	49
V.2	Objectif de l'étude dynamique	49
V.3	Méthodes de calcul	49
V.3.1	Méthode statique équivalente	49
V.3.1.1	Principe	49
V.3.1.2	Condition d'application : (RPA article 4.1.2. page 36)	49
V.3.1.3	Conclusion	50
V.3.2	Méthode d'analyse modale spectrale	50
V.3.2.1	Principe	50
V.3.2.2	Hypothèses de calcul	50
V.3.2.3	Présentation du logiciel	51
V.3.2.4	Étapes de modélisation	52
V.4	Combinaisons de charges	53
V.5	Calcul de la force sismique totale	53
V.6	Détermination des paramètres du spectre de réponse	53
V.7	Classification du système de contreventement	59
V.8	Calcul du poids de la structure W	59
V.9	Caractéristiques géométriques de la structure	60

V.10	Interprétation des résultats	62
V.10.1	Vérification de la résultante des forces sismiques	62
V.10.2	Nombre de modes à considérer	63
V.10.3	Pourcentage des masses modales effectives	63
V.11	Vérification des déplacements latéraux inter-étages	65
V.12	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	66
V.13	Distribution horizontale des forces sismiques	66
V.14	Justification de la stabilité au renversement	67
V.15	Vérification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$	68
V.15.1	Définition	68
V.16	Conclusion	69
<b>CHAPITRE VI</b>	<b>ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX</b>	
VI.1	Introduction	71
VI.2	Etude des poutres	71
VI.2.1	Les méthodes de calcul des parois	71
VI.2.2	Sollicitations de calculs	72
VI.2.3	Exemple de calcul	72
VI.2.4	Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales	74
VI.2.5	Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne	75
VI.2.6	Section et écartement des armatures transversales $A_t$	75
VI.2.7	Vérification des armatures transversales	75
VI.2.8	Tableau Récapitulatif	76
VI.2.9	Schéma de ferrailage structure (Etage)	77
VI.3	Etude des poteaux	77
VI.3.1	Introduction	77
VI.3.2	Les combinaisons fondamentales	77
VI.3.3	Les sollicitations	79
VI.3.4	Exemple de calcul	80
VI.3.5	Vérification à l'ELS	86
VI.3.6	Schéma de ferrailage	87
VI.4	Les voiles	87
VI.4.1	Introduction	88
VI.4.2	Recommandation du RPA99/2003	88
VI.4.3	Les sollicitations	89
VI.4.4	Exemple de calcul d'un voile plein (Réservoir Plein)	90
VI.4.5	Schéma de ferrailage système portique	93
VI.4.6	Exemple de calcul d'un voile avec ouvertures variante 2	93
VI.5	Conclusion	97
<b>CHAPITRE VII</b>	<b>ÉTUDE DES FONDATIONS</b>	
VII.1	Introduction	99
VII.2	Combinaisons des charges	99
VII.3	Données de l'étude	99

VII.4	Radier nervuré	99
VII.4.1	Étude du radier.	100
VII.4.2	Calcul de la surface du radier	100
VII.4.3	Calcul du D (débordement)	100
VII.4.4	Vérification des dimensions du radier	101
VII.4.5	Pré dimensionnement du radier	101
VII.4.6	Choix final de dimensions du radier	102
VII.4.7	Vérification du radier	103
VII.4.8	Vérification de la stabilité du radier	104
VII.4.9	Ferraillage du radier	106
VII.4.10	Résultats de la modélisation du radier	109
-	<b>CONCLUSION GENERALE</b>	114

## Liste des figures

N°	Désignation des figures	Intitulées des figures	page
1	Figure I.1	Différentes formes architecturales des réservoirs surélevés	2
2	Figure I.2	Schéma de fonctionnement d'un château d'eau	3
3	Figure I.3	Réservoir semi-enterré rectangulaire de LINAS-France	4
4	Figure II.1	Diagramme Parabole-Rectangle des Contraintes Déformations du béton	15
5	Figure II.2	Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	16
6	Figure II.3	Diagramme contrainte déformation d'acier	17
7	Figure III.1	Section de la poutre : Dimensions à respecter.	23
8	Figure III.2	Section réduite du voile	26
9	Figure III.3	Dimension de l'acrotère	27
10	Figure III.4	Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine	29
11	Figure III.5	Poteau central A1	29
12	Figure III.6	Poteau de rive A2	30
13	Figure III.7	Poteau d'angle A3	31
14	Figure IV.1	Schéma de l'acrotère	36
15	Figure IV.2	Schéma de ferrailage d'acrotère	40
16	Figure IV.3	Ferrailage de trou d'Homme	41
17	Figure IV.4	Schéma des moments isostatiques	43
18	Figure IV.5	Croquis de ferrailage de la dalle	48
19	Figure V.1	Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional	52
20	Figure V.2	vue 3d des réservoirs 5000m <sup>3</sup>	53
21	Figure V.3	position des voiles	58
22	Figure V.4	1 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts	64
23	Figure V.5	2 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques	64
24	Figure V.6	3 <sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y.	65
25	Figure V.7	Effet P-Δ.	69
26	Figure VI.1	Ferrailage de poutre principale	77
27	Figure VI.2	Ferrailage des poteaux (50x50)	87
28	Figure VI.3	Ferrailage des poteaux (Ø50)	87
29	Figure VI.4	diagramme d'une section partiellement comprimée	91
30	Figure VI.5	Schéma de ferrailage du voile	93
31	Figure VI.6	diagramme d'une section entièrement comprimée	94
32	Figure VI.7	Schéma de ferrailage du trumeau	97
33	Figure VII.1	Vue en 3D un radier	100
34	Figure VII.2	Schéma de transmission des charges sur le radier	104
35	Figure VII.3	Vue en plan du radier	106
36	Figure VII.4	Ferrailage de la dalle du radier (sens xx)	111

## Liste des tableaux

N°	Désignation des tableaux	Intitulées des tableaux	page
1	Tableau II.1	Les principales caractéristiques sont définies	12
2	Tableau II.2	Les compositions moyennes du béton	13
3	Tableau II.3	Combinaisons d'actions à ELS	19
4	Tableau II.4	Combinaisons d'actions à ELU	19
5	Tableau III.1	Vérification du coffrage des sections adoptées pour Les poteaux	23
6	Tableau III.2	Résultats des conditions pour choisir l'épaisseur de la dalle pleine	25
7	Tableau III.3	tableau récapitulatif des dimensions	27
8	Tableau III.4	La charge de la dalle pleine du plancher terrasse non accessible	28
9	Tableau III.5	Calcul de G du poteau A1	30
10	Tableau III.6	Calcul de Q du poteau A1	30
11	Tableau III.7	Calcul des efforts normaux ultimes de A1	30
12	Tableau III.8	Calcul de G du poteau A2	31
13	Tableau III.9	Calcul de Q du poteau A2.	31
14	Tableau III.10	Calcul des efforts normaux ultimes de A2	31
15	Tableau III.11	Calcul de G du poteau A3	32
16	Tableau III.12	Calcul de Q du poteau A3	32
17	Tableau III.13	Calcul des efforts normaux ultimes de A3	32
18	Tableau III.14	Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux	32
19	Tableau III.15	les valeurs de $(\lambda, \alpha)$ selon les sections des poteaux	34
20	Tableau III.16	Vérification des sections adoptées pour le poteau de centre	34
21	Tableau III.17	Vérification des sections adoptées pour le poteau de rive	34
22	Tableau III.18	Vérification des sections adoptées pour le poteau d'angle	34
23	Tableau III.19	2 <sup>ème</sup> Vérification selon le RPA99/version 2003 des dimensions des poteaux	35
24	Tableau IV.1	récapitulation des moments et efforts	38
25	Tableau IV.2	Tableau récapitulatif des combinaisons d'actions	43
26	Tableau IV.3	résultats des moments en appuis et en través sens xx et yy.	45
27	Tableau IV.4	résultats de ferrailage	45
28	Tableau IV.5	tableau des résultats de ferrailage.	46
29	Tableau IV.6	tableau des résultats de La vérification des contraintes	47
30	Tableau V.1	Pénalité en fonction de critère de qualité.	55
31	Tableau V.2	Résultats de l'analyse des variantes	59
32	Tableau V.3	la vérification du poids de la structure	59
33	Tableau V.4	Poids des différents niveaux de la structure	60
34	Tableau V.5	Caractéristiques géométriques de la structure.	62
35	Tableau V.6	Période et facteur de participation massique	63
36	Tableau V.7	Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens X (Combinaison Ex) »	66
37	Tableau V.8	Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens Y (Combinaison Ey) »	66
38	Tableau V 5.9	Efforts tranchants résultants	67

39	Tableau V.10	résultante des forces sismiques	68
40	Tableau V.11	Moments de renversement $M_{renv_x}$ et $M_{renv_y}$	68
41	Tableau V.12	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens X (Combinaison Ex)	70
42	Tableau V.13	Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ sens Y (Combinaison Ey)	70
43	Tableau. VI.1	Sollicitations des poutres	72
44	Tableau. VI.2	Récapitulatif de vérification	74
45	Tableau. VI.3	Les barres choisies pour les poutres	76
46	Tableau. VI.4	Récapitulatif de vérification à ELS	76
47	Tableau. VI.5	Sollicitations des poteaux (50x50)	79
48	Tableau. VI.6	Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (50x50)	80
49	Tableau. VI.7	Vérification des contraintes des poteaux (50x50)	85
50	Tableau. VI.8	Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux ( $\emptyset 50$ )	85
51	Tableau. VI.9	Vérification des contraintes des poteaux ( $\emptyset 50$ )	85
52	Tableau. VI.10	Vérification des contraintes des poteaux ( $\emptyset 50$ )	86
53	Tableau. VI.11	sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens	89
54	Tableau. VI.12	conclusion de ferraillements pour des éléments principaux	97
55	Tableau VII.1	Efforts exercés à la base de bâtiment à l'E.L.A	105
56	Tableau VII.2	Les efforts globaux obtenus par le logiciel robot à la base de l'ouvrage	107
57	Tableau VII.3	Tableau récapitulatif des résultats de ferraillement des panneaux en travée	108
58	Tableau VII.4	Tableau récapitulatif des résultats de ferraillement des panneaux en appui	108
59	Tableau VII.5	Données de vérification à l'ELS	108
60	Tableau VII.6	Vérification d'état limite de compression de béton	109
61	Tableau VII.7	vérification d'état limite d'ouverture de fissures	109
62	Tableau VII.8	vérification de l'état limite de compression du béton	110
63	Tableau VII.9	Vérification de l'état limite d'ouverture de fissures	110

## LISTE DE NOTATIONS

Partie génie civil :

ELU : L'état limite ultime.

ELS : L'état limite de service.

$f_{c28}$  : Résistance à la compression (MPa).

$f_{t28}$  : Résistance à la traction (MPa).

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton à la compression (MPa).

$\sigma_{bc}$  : Contrainte limite à la compression (MPa).

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol (MPa).

$\sigma_a$  : Contrainte admissible d'aciers (MPa).

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement d'aciers (MPa).

$F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier (MPa).

P : Combinaison des charges (kN).

G : Charge permanent (kN).

q : Charge d'exploitation (kN).

$A_s$  : Section d'armature en  $cm^2$ .

$nT \varnothing$  : Nombre d'armature en mm.

$C_c$  : Coefficient de compressibilité (indice de compressibilité).

$p_c$  : Pression de pré consolidation (bars).

$C_g$  : Coefficient de gonflement.

$R_p$  : la résistance en pointe du sol (bars).

F : coefficient réducteur en fonction de la nature du sol et de l'appareil utilisé.

$Q_{adm}$  : Contrainte admissible du sol (bars).

$\gamma_s$  : Densité sèche du sol ( $g/cm^3$ ).

$\gamma_d$  : Densité humide du sol ( $g/cm^3$ ).

W (%): Teneur en l'eau.

# **Introduction Générale**

## Introduction générale

L'eau est l'élément essentiel à la vie, il est donc impératif d'optimiser l'exploitation de cette ressource. Le développement des villes et l'accroissance démographique nécessitent de prévoir des ressources en eau potable ainsi que des ouvrages hydrauliques de stockages, en vue d'assurer une alimentation en eau potable de façon régulière et une utilisation rationnelle de cette ressource vitale.

Le présent travail consiste en l'étude d'un réservoir semi-enterré d'eau potable de capacité 5000 m<sup>3</sup> situé au niveau de la wilaya de ANNABA commune de Oued L'ANEB à fin d'alimenter la nouvelle ville de DRAA ERICH. Cet ouvrage fait partie de l'infrastructure hydraulique nécessaire à l'alimentation en eau potable de la nouvelle ville de Moustapha Ben Ouda -DRAA ERICH-.

L'objectif principal de notre projet est la conception et l'étude génie civil de cet ouvrage dans le but de dimensionner les différents éléments en Béton Armé. Ce mémoire est constitué de sept chapitres :

- ◆ Le Premier chapitre présente des généralités sur ses ouvrages spéciaux que sont les réservoirs.
- ◆ Le deuxième chapitre consiste en la présentation complète de l'ouvrage, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ◆ Le 3ème chapitre présente le pré dimensionnement des différents éléments ainsi que la descente de charges.
- ◆ Le 4ème chapitre concernera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les planchers.).
- ◆ Le 5ème chapitre portera sur l'étude dynamique du réservoir, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude de l'ouvrage sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014.
- ◆ Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel de calcul **Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014** et d'une étude de cas est présenté dans le 6ème chapitre.
- ◆ Pour le dernier chapitre, on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale

# **CHAPITRE I**

## **GENERALITES SUR LES RESERVOIRS**

**Chapitre I :****GENERALITES SUR LES RESERVOIRS****I.1. Définition :**

On appelle « réservoir » une capacité destinée à contenir un fluide, ils peuvent être construits découverts ou au contraire munis d'une couverture en coupole ou en dalle plate.

Les réservoirs peuvent être simples ou complexes et formés de plusieurs cellules mêmes superposées.

La forme en plan peut être quelconque, carrée, circulaire....

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

**I.2. Les fonctions des réservoirs :**

Les réservoirs ont pour fonctions :

- Ils constituent les organes de stockage, et des régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.
- Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production. En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée. Mais avec l'augmentation du nombre de consommateurs, le rapport entre la capacité et le volume moyen journalier diminue notablement.
- Sert aussi au stockage d'un grand volume d'eau pour qu'il soit disponible en cas de besoin; Il permet ainsi d'éviter de démarrer trop souvent les pompes et de les protéger ;
- Permettent également de faire face aux demandes exceptionnelles en cas d'incendie.
- Permet la distribution de l'eau sur l'ensemble des habitations ;
- Servent comme ouvrage de traitement et de stockage d'un service public de distribution d'eau, ou d'un ouvrage d'épuration et d'assainissement d'eaux usées.

**I.3. Les types de réservoirs :****I.3.1. Châteaux d'eau :****a) Définition:**

Un château d'eau est une construction destinée à entreposer l'eau, et placée en général sur un sommet géographique pour permettre de la distribuer sous pression. L'entreposage de l'eau dans un réservoir joue un rôle de tampon entre le débit demandé par les abonnés et le débit fourni par la station de pompage.

Il permet ainsi d'éviter de démarrer trop souvent les pompes et de les protéger. L'entreposage de l'eau permet également de faire face aux demandes exceptionnelles en cas d'incendie.

Ils sont constitués par une ou plusieurs cuves surélevées par rapport au sol et supportées par des tours, murs, poteaux ou 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 (figure I.1).



a- Forme cylindrique



b- Forme sphérique



c- Forme à cuve



d- Forme sphéroïdale

*Figure I.1 : Différentes formes architecturales des réservoirs surélevés*

#### **b) 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 que

- 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

### c) 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, etc.

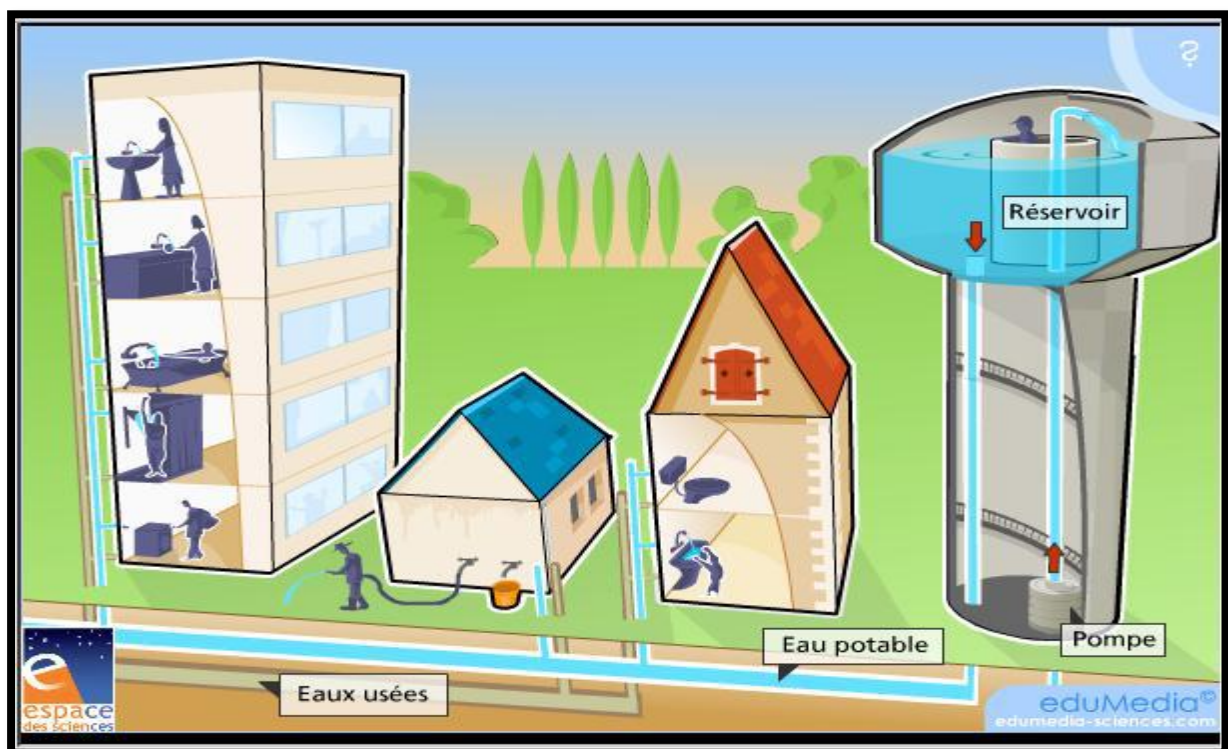


Figure I.2 : Schéma de fonctionnement d'un château d'eau

### 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.

#### a) 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.

#### b) 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'agréments 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 infiltrant.



*Figure I.3 : Réservoir semi-enterré rectangulaire de LINAS-France*

### I.3.3. Châteaux d'eau ou réservoirs avec suppressieur :

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 suppressieur.

**a) 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 surpris 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.

**Coût de fonctionnement :**

Le coût d'entretien d'un réservoir est faible, qu'il soit au sol ou sur tour. C'est le coût des équipements électromécaniques qui est toujours prépondérant. Une installation de surpression est en général complexe car elle doit gérer plusieurs pompes de débits différents. Elle doit aussi disposer d'une alimentation énergétique de secours.

Le système de pompage d'un château d'eau est simple et donc peu coûteux en maintenance et en entretien.

**b) Avantages du réservoir posé au sol avec suppresser par rapport au château d'eau  
coût d'investissement :**

Le coût d'investissement est plus faible. Par contre, le coût de fonctionnement sera plus important qu'avec un château d'eau.

**Esthétique :**

Pour les personnes allergiques à la vision d'un château d'eau, il est incontestable qu'un réservoir au sol est très peu visible dans le paysage. Par contre l'appréciation esthétique est très variable d'une personne à l'autre et on peut affirmer que certains châteaux d'eau sont beaux.

En général les châteaux d'eau construits depuis quelques années sont nettement plus élégants que ceux d'il y a une trentaine d'années. Ils sont aussi moins nombreux car d'une plus grande capacité. De nombreux petits châteaux d'eau construits dans les années cinquante ont d'ailleurs été démolis.

**L'exécution :**

La construction est plus rapide et plus respectueuse de l'environnement, sa prise en compte dans la notion de développement durable, n'est pas pénalisante, la masse de béton à retraiter est plusieurs fois inférieure à celle d'un château d'eau.

Le compartimentage en plusieurs réservoirs, sans surcoût notable, offre une plus grande sécurité et souplesse d'exploitation et d'entretien.

Ce type de construction permet des agrandissements par ajout de cuves, en fonction de la demande croissante en eau, l'intégration dans l'environnement est parfaite, aucune nuisance.

En cas de coupure de courant, grâce à la présence d'un groupe électrogène de secours, (comme dans les cliniques ou autres services publics) l'alimentation des abonnés et du service incendie reste continue.

**I.4. Classification des réservoirs :**

La classification des réservoirs peut être divisée selon plusieurs normes :

**a) Selon la position du réservoir par rapport au sol :**

- Réservoir posé sur le sol
- Réservoir sur élevé (sur des poteaux, pylônes ou sur un bâtiment).

**b) Selon la forme géométrique :**

- Forme carrée ou rectangulaire
- Forme circulaire
- Forme conique ou sphérique

Malgré le fait que la forme circulaire soit moins coûteuse que les autres formes, mais cependant la plupart des petits réservoirs sont de forme carrée ou rectangulaire.

**c) Selon le mode de fermeture :**

- Réservoir couvert
- Réservoir non couvert.

**d) Selon la complexité de la construction :**

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

**e) Selon l'usage :**

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

**f) Selon la nature du liquide a conservé :**

- Réservoir à eau
- Cuve à vin ou bière...
- Citerne à produits noirs (goudron, bitume)

On distingue aussi des réservoirs qui concernent les gaz ou les produits nutritifs (blé).

**g) Selon les matériaux utilisés pour leur construction :**

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

**I.5. Ouvrages annexes :****intégrés à la structure :**

Ces ouvrages (solidaires de la structure) sont constitués par une partie de l'ouvrage principal comportant notamment des locaux destinés à recevoir ou abriter l'équipement hydraulique et électrique, tels que des chambres de vannes, de partition ou de comptage, des bâtiments de stations de pompage et de traitement, des postes de transformation, ou des locaux ou magasins de service.

**de prise et de vidange :**

Ce sont les conduites de vidange réalisées sur chantier ainsi que les tours de prise en béton armé et/ou précontraint.

**I.6. Choix du site d'un réservoir :**

La présence d'un relief à proximité d'une localité peut faciliter l'établissement d'un réservoir semi enterré qui sera toujours plus économique qu'un réservoir surélevé (à capacité égale).

Le réservoir doit être placé sur un site dont l'altitude lui garantit une pression suffisante sur le réseau au moment de la pointe.

La pression sur le réseau doit être comprise entre 20 et 60 m.

S'il existe entre la localité et le site du réservoir une grande dénivellée, on fait recours à une distribution étagée.

### **I.7. Capacité théorique d'un réservoir :**

Le volume des réservoirs sur un réseau de distribution est déterminé à partir des fonctions indiquées suivantes

#### **Fonction de régulation entre la demande et la production :**

Ce volume se détermine théoriquement en comparant sur un graphique, pour une journée donnée (généralement la journée de pointe de l'horizon considéré pour le projet), l'évolution en fonction du temps :

De la courbe des consommations cumulées telle qu'elle peut être estimée à partir de mesure sur les conditions actuelles et de prévisions sur son évolution.

De la courbe des productions cumulées telle qu'elle résulte des conditions de production (débit constant ou variable suivant la nature de la ressource et ses conditions d'exploitation)

#### **Fonction relative à la sécurité d'approvisionnement :**

Volume nécessaire à assurer en cas d'insuffisance de l'alimentation (Ex: incident sur les équipements, durée d'une pollution accidentelle, durée de réparation d'une canalisation maîtresse d'alimentation).

Ce second volume dépend par ailleurs de la ressource, de l'unicité ou de la multiplicité des origines de la ressource.

#### **- Fonction réserve d'incendie :**

La réserve d'incendie dans un réservoir est destinée à alimenter le réseau de distribution d'un débit de 60m<sup>3</sup>/h durant 2 heures (17l/s), soit une réserve de 120 m<sup>3</sup>.

#### **Charge :**

La charge, ou l'altitude, du réservoir nécessaire pour assurer la distribution, est fournie par le calcul du réseau.

### **I.8. Classement des ouvrages :**

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.9. Rôles et intérêts :**

Dans la conception d'un réservoir d'eau potable, on doit viser à assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage ainsi que la qualité de l'eau traitée emmagasinée. Les réservoirs de stockage ont pour rôle essentiel de :

- Se substituer aux adductions et aux ouvrages de captage en cas de pannes ou d'interruption au niveau de la production (fonction de réserve) ;
- Faire face aux modulations de la demande par rapport aux débits provenant de l'ouvrage de captage Assurer la mise en pression de réseau de desserte, bornes fontaines, et/ou du réseau de distribution (cas de branchements particuliers) ;
- Assurer la régulation du fonctionnement du groupe de pompage équipant l'ouvrage de captage, cas d'une adduction de refoulement (fonction de régulation) ;
- Permettre une sécurité en matière de protection contre l'incendie (cas des centres et agglomérations urbaines, équipés de bouches d'incendie).

**I.10. Procédure de nettoyage :**

Le nettoyage du réservoir passe par les étapes suivantes :

- Vidange de cuves ;
- Humidification et « débouillage » (sous pression d'eau) ;
- Nettoyage chimique (produit acide) ;
- Rinçage et neutralisation (contrôle du pH) ;
- Vidange des eaux neutralisées ;
- Désinfection (produit oxydant) ;
- Rinçage final et contrôle ;
- Remise en service et contrôle de la qualité de l'eau.

**I.11. Conclusion :**

Pour concevoir un réservoir qui s'adapte mieux à son environnement, avoir de bonnes performances et une grande durée de vie, il faut étudier de près ces différentes contraintes.

A cet effet, les responsables du fonctionnement d'un ouvrage de traitement et de stockage d'un service public de distribution d'eau, ou d'un ouvrage d'épuration et d'assainissement d'eaux usées, qu'ils soient propriétaires ou gestionnaires, doivent définir très clairement :

a) Les objectifs à atteindre, en particulier l'étanchéité des ouvrages et le choix de la classe (qui correspond au principe de réalisation) ;

b) Les fonctions complémentaires :

- compatibilités avec les liquides contenus dans les ouvrages ;
- résistance, durabilité, longévité ;
- entretien des ouvrages ;
- aptitude à la mise en œuvre et à la réparation.

Les besoins essentiels afférents à l'utilisation d'installations contenant soit des eaux usées, soit des eaux destinées à la consommation humaine, replacées dans leur contexte le plus général, sont de conserver, tout en évitant une contamination des milieux protégés, respectivement l'environnement naturel et l'eau brute ou potable.

# **CHAPITRE II**

## **Présentation du projet & Caractéristiques des Matériaux.**

**Chapitre II :**

## Présentation du projet & Caractéristiques des Matériaux.

**II.1. Introduction :**

L'objectif de ce travail est de réaliser l'étude génie civil d'un réservoir carré en béton armé, semi-enterré de capacité de 5000 m<sup>3</sup>, ce dernier est destiné à alimenter la nouvelle ville de DRAA Erich à Annaba en eau potable. D'après le régalément parasismique algérienne 99 version 2003, cette zone est classée en zone -Iia- (Zone de moyenne sismicité), l'ouvrage est classé dans le groupe d'usage 1A (ouvrage d'importance vitale).

**II.2. Caractéristiques du réservoir d'eau:**

*tableau II.1: Les principales caractéristiques sont définies*

Dimensions du réservoir	Hauteur du réservoir	Capacité	Hauteur de remplissage
31.80 x 31.80 m	7m	5000 m <sup>3</sup>	6 m

**II.3. Eléments constituant l'ouvrage :**

➤ **Ossature de l'ouvrage:**

L'ossature de l'ouvrage est constituée de voiles et de portiques, le rôle des voiles (parois) dans ce type d'ouvrage en plus de résister à diverse sollicitations est de contenir le liquide (Eau) et résister à la charge exercée par ce dernier.

➤ **Plancher:**

Le plancher est défini comme une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue dans l'ouvrage à étudier un plancher à dalle pleine.

➤ **Revêtement:**

Les revêtements des réservoirs sont constitués par du mortier de ciment avec l'ajout d'adjuvants spéciaux pour assurer l'étanchéité des différents éléments de l'ouvrage.

➤ **Acrotère:**

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 60 cm et de 10 cm d'épaisseur.

➤ **Radier:**

Pour ce type d'ouvrages le choix du système de fondation ne se pose pas, car l'usage de cet ouvrage impose le radier afin de pouvoir contenir le liquide (eu). Le radier est une Fondation en béton armé constituée d'une dalle pleine répartie sur l'emprise de l'ouvrage.

**II.4. Exigences techniques:**

Pour ce type d'ouvrage, les exigences techniques à satisfaire pour ce type d'ouvrage sont :

**Résistance** : le réservoir doit résister dans toutes ses parties aux efforts auxquels est soumis.

**Étanchéité** : le réservoir doit être étanche c'est-à-dire éliminer toutes les fissures pour éviter toute fuite d'eau qui peut engendrer des effets néfastes sur l'ouvrage.

**Durabilité** : le réservoir doit durer dans le temps, il est conçu à long terme, pour cela le matériau de construction (béton armé) doit conserver ses propriétés (résistance à la compression, à la traction).

### II.5. Les Actions à prendre en considération:

Pour l'étude d'un réservoir les effets à prendre en compte sont de natures différentes :

- Poids propre du réservoir.
- Charge due au liquide contenu.
- Surcharges diverses d'exploitation.
- Variations de température.
- Influence des séismes.

### II.6. Réglementation et normes utilisées:

- Règlement parasismique Algérien RPA99 version 2003.
- BAEL91 version 99.
- DTRBC2.2 charges et surcharges.
- CBA93.

### II.7. Caractéristiques des matériaux :

#### ➤ Introduction:

Le béton et acier seront choisis conformes aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en Algérie.

#### ➤ Béton:

##### • Composition moyenne du béton:

En l'absence d'une étude détaillée de la composition du béton on propose la composition moyenne suivante basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable et en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à 25 MPa.

*Tableau II. 1 : Les compositions moyennes du béton.*

Composantes	Graviers (5 /25)	Sable (0/5)	Ciment	Eau
<b>Volume</b>	<b>800 L</b>	<b>400 L</b>	<b>8 sacs</b>	<b>180 L</b>
<b>Poids (kg)</b>	<b>1200</b>	<b>600</b>	<b>400</b>	<b>180</b>

- **Caractéristiques physiques ET mécaniques du béton:**

**Masse volumique :** La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m<sup>3</sup> (cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m<sup>3</sup>).

**Retrait :** Au cours de sa vie le béton subit une variation de son volume lorsque le béton est conservé dans une atmosphère séchée, il diminue de volume.

**Le fluage :** lorsqu'une pièce en béton est soumise à une compression de longue durée, sa déformation augmente avec le temps, l'intensité du fluage dépend de plusieurs facteurs :

- Composition du béton.
- Géométrie de la pièce.
- Conditions atmosphériques.
- L'âge du béton lors de l'application de la charge.

- **Résistance caractéristique du béton:**

a) **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à « j » jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m<sup>3</sup> de ciment CPJ / CEM II 32.5, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 Mpa ( $f_{c28} = 25$  Mpa). D'après « **Règles BAEL 91 révisées 99 (Art A.2.1, 11)** » on a :

Pour des résistances  $f_{c28} \leq 40$  Mpa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right\}$$

Pour des résistances  $f_{c28} > 40$  Mpa :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{array} \right\}$$

b) **Résistance à la traction : « Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 12) »**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{\frac{2}{3}} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{array} \right\} / \left[ f_{cj} \text{ et } f_{tj} \text{ en (Mpa) ou } \left( \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right) \right]$$

c) **Déformations longitudinales du béton :**

**Déformations instantanées « E<sub>ij</sub> » : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 21) :**

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ [MPa]} : \text{ Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h).}$$

**Déformations différées « E<sub>vj</sub> »: Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 22)**

Si on exprime les résistances en Mpa (ou N/mm<sup>2</sup>), ce module est donné par la formule :

$$\begin{aligned} - E_{vj} &= 3700^3 \sqrt{f_{cj}} && \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ - E_{vj} &= 4400^3 \sqrt{f_{cj}} && \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \quad \text{sans fumée de silice.} \\ - E_{vj} &= 6100^3 \sqrt{f_{cj}} && \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \quad \text{avec fumée de silice.} \end{aligned}$$

d) **Coefficient de poisson : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.2.1, 3) :**

$\nu = 0.2$  : Pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$  (zéro) : Pour le calcul des sollicitations.

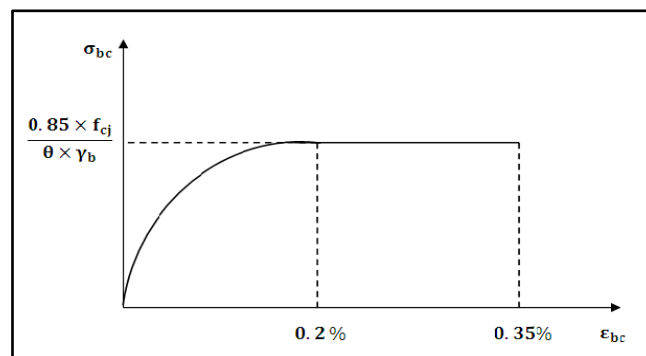
e) **Diagrammes déformations –contraintes de béton : BAEL 91 (Art A.4.3, 4) :**

- **État limite ultime (ELU) :**

Contrainte ultime du béton :

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \varepsilon_{bc1} = 2\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa} \\ \min(4.5 ; 0.025f_{cj})\text{‰} & & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$



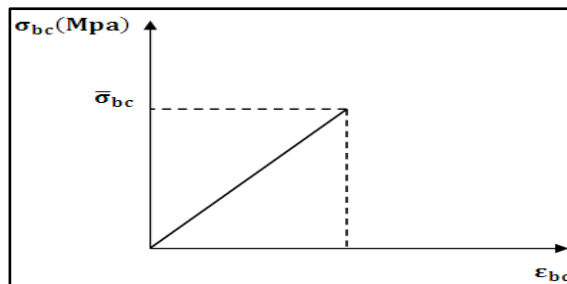
**Figure II.1 :** Diagramme Parabole-Rectangle des Contraintes Déformations du béton.

$f_{bu}$  : Contrainte ultime du béton en compression :  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

$\theta$ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- **0.9** lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.
- **État limite de service (ELS) :**



*Figure II. 2 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.*

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj}$$

**f) Contrainte limite de cisaillement : Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.5.1, 21)**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \text{ dans le cas de fissuration peut préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \text{ dans le cas de fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

**II.7.3 Acier:**

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Contrainte limite :

- **Etat limite ultime :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation de la figure suivante :

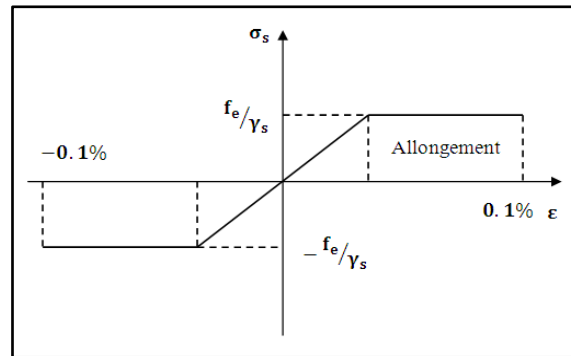


Figure II. 3 : Diagramme contrainte déformation d'acier.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$  cas de situations accidentelles.

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

- **Etat limite de service :**

**Règles BAEL 91 révisées 99(Art A.4.5, 33) :**

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \xi = \min \left[ \frac{2}{3} f_e ; \max \left( 0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right]$$

- Fissuration très préjudiciable : La contrainte de traction des armatures est limitée à la valeur  $0,8 \xi$  (MPa).

$\eta$  : Coefficient de fissuration ;

$\eta = 1$  : Pour les ronds lisses (RL) ;

$\eta = 1.6$  : Pour les armatures à hautes adhérence (HA).

## II.8. Hypothèses de calcul :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément au règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limitent.

### II.8.1. Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la résistance de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ **Hypothèses :** Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :

- Les sections droites restent planes avant déformation restant planes et perpendiculaires à la ligne moyenne après déformation (hypothèse de Navier Bernoulli).
- Pas de glissement relatif entre l'acier et béton.
- La résistance du béton à la traction est négligeable.
- Raccourcissement ultime du béton :  $\epsilon_{bu} = 3,5\%$  en flexion et  $\epsilon_{bu} = 2\%$  en compression.
- Allongement ultime de l'acier est limité à 10 %.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent obligatoirement par l'un des pivots : **A**, **B** ou **C**.

### II.8.2. Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses** : Les hypothèses admises pour le calcul sont les suivantes :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ( $E_s = 15 E_b$  ;  $\eta = 15$ ).

### II.9. ACTIONS ET SOLLICITATIONS :

Les éléments constructifs d'un bâtiment doivent résister aux différentes actions et sollicitations pour assurer la bonne stabilité de ces derniers.

#### II.9.1. Les Actions:

Les Règles BAEL91 distinguent les actions suivantes : article (A. 3.1, 1) :

- **Les actions permanentes**, notées **G**, dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite comme, par exemple, les actions dues aux déformations différées du béton (retrait, fluage) :

- **Les actions variables**, notées  $Q_i$ , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps ;
- **les actions accidentelles**, notées  $E$ , provenant de phénomènes rares (séisme, chocs,...).

Les valeurs des actions à introduire dans les calculs ont généralement un caractère nominal ; celles visées ci-après sont des valeurs forfaitaires et simplifiées, qui tiennent lieu de valeurs caractéristiques ou de valeurs représentatives telles qu'elles sont définies dans les Directives communes.

### II.9.2. Combinaisons d'actions:

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

#### A. Vérification des états limitent de service :

Tableau II.3: Combinaisons d'actions à ELS.

Actions permanentes $G_{max} + G_{min}$	de base $Q_1$	Actions variables d'accompagnement $\psi_{02} Q_2$
$G$	$Q_B$	0 ou 0,77 $W$ ou 0,77 $S_n$
	$W$	0 ou $\psi_0 Q_B$
	$S_n$	0 ou $\psi_0 Q_B$

#### B. Vérification des états-limites ultimes de résistance :

Tableau II.4: Combinaisons d'actions à ELU.

Actions permanentes $1,35 G_{max} + G_{min}$	de base $\gamma_{Q1} Q_1$	Actions variables d'accompagnement $1,3 \psi_{02} Q_2$
$1,35 G$ ou $G$	$1,5 Q_B$	0 ou $W$ ou $S_n$ ou $W + S_n$
	$1,5 W$	0 ou $1,3 \psi_0 Q_B$ ou $S_n$ ou $1,3 \psi_0 Q_B + S_n$
	$1,5 S_n$	0 ou $1,3 \psi_0 Q_B$ ou $W$ ou $1,3 \psi_0 Q_B + W$

#### C. Combinaisons accidentelles :

La combinaison accidentelle s'écrit symboliquement :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} Q_i + \Sigma \psi_{2i} Q_i$$

Avec :  $F_A$  valeur représentative de l'action accidentelle.

## **CHAPITRE III**

# **Pré-dimensionnement et Descente de Charges**

**Chapitre III :****Pré-dimensionnement et descente de Charges.****III.1. Introduction :**

Le pré dimensionnement est une étape préliminaire, dont le but est de déterminer les dimensions économiques afin d'éviter un sur plus d'acier et béton.

**III.2. Pré dimensionnement :**

Avant de procéder à la descente de charge permettant le dimensionnement des fondations qui sont les premiers éléments construits, il convient de dimensionner les étages dans l'ordre décroissant en partant du sommet du bâtiment :

- Les poteaux et les voiles.
- Les poutres.
- Les voiles
- Les dalles
- Acrotère

Le pré dimensionnement des éléments porteurs se fait selon les règlements en vigueur, le "BAEL91" et "RPA 99 –version 2003-", en vérifie les conditions de résistance et de flèche.

**III.2.1. Pré dimensionnement des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments porteurs, ils doivent supporter principalement les charges et les surcharges verticales. Ils seront dimensionnés par :

- La condition de non flambement d'après le BAEL91.
- La condition de résistance : d'après le BAEL91.
- Les conditions R.P.A 99.V. 2003.

Le poteau est soumis à une flexion composée, et le pré dimensionnement se fera en compression centrée selon les règles du "BAEL 91" et les prescriptions "RPA 99" sous :

- $N_{res}$  : est l'effort normal résistant

$$Nu < \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

- = Pour éviter un calcul au flambement on fixe  $\lambda = 35$

$$\lambda < 50 \quad \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.708 \\ \theta = 0.85 \end{cases}$$

- En zone II  $\Rightarrow \frac{As}{Br} = 0,7 \% \quad (RPA \ 99)$

$$D'où : Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{Br \cdot \gamma_s} \right]} \Leftrightarrow \frac{Nu}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + \frac{0.007 \cdot f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$Br \geq \frac{Nu}{17.15}$$

- Pour un poteau carré :  $Br = (a - 0.02)^2$

Br sera majorée de 20% pour tenir compte de l'effet des charges horizontales (séisme).

$$\Rightarrow a \geq \sqrt{1.2 Br} + 0.02 \text{ On pose } \lambda = 35 \text{ pour tenir compte de tous les aciers } \Rightarrow \Delta = 0.708$$

Pour :  $g_b = 1.5$ ,  $g_s = 1.15$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ .

On trouve :  $Br \geq 0.027 \text{ m}^2$

$Br = (a - 0.02)^2$ , d'où :  $a \geq 27.0 \text{ cm}$

$$L_f = 0,7 h = 0.7 \times 7 = 4.90 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{4.90}{b/\sqrt{12}} = \frac{4.90 \times \sqrt{12}}{b} \leq 50$$

### III.2.1.1. Vérification vis-à-vis de flambement des poteaux (B.A.E.L 91) :

#### a) Poteaux forme carré 50x50 cm:

D'après la formule de l'élanement.

$$\lambda \leq 50$$

1- Pour les poteaux rectangulaires :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, I = \frac{b h^3}{12} = \frac{b^4}{12} \text{ et } B = b \times b = b^2$$

$\lambda$  : Élanement.

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie.

$A$  : Section de béton.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$L_f = 0,7 h_e$  (poteaux encasté à des poutres du plancher sur les deux cotés.)

$h_e = 7 \text{ m}$

$$b \geq \frac{4.90 \times \sqrt{12}}{50} = 0.34 \text{ cm}$$

Et pour adopter (b) on utilise la même condition précédente sauf que l'inertie change :

- $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, i = \sqrt{\frac{I}{B}}$  I : l'inertie de la section du poteau ;  $I = \frac{b^4}{12}$   
et B : la section du poteau ;  $B = a^2$ .

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{4.90}{a/\sqrt{12}} = \frac{4.90 \times \sqrt{12}}{0.5} = 33.95 \leq 50$$

**b) Poteaux forme circulaire de diamètre 50 cm :**

D'après la formule de l'élanement.

$$\lambda \geq 50$$

1- Pour les poteaux circulaires :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, i = \sqrt{\frac{I}{B}}, I = \frac{\pi D^4}{64} \text{ et } B = \pi x \frac{D^2}{4}$$

$\lambda$  : Élanement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section de béton.

$L_f$  : Longueur de flambement.

$L_f = 0,7 h_e$  (poteaux encastéré à des poutres du plancher sur les deux cotés.)

$$h_e = 7 \text{ m}$$

$$L_f = 0,7 h = 0.7 \times 7 = 4.90 \text{ m}$$

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{3.14 \times 0.5^4}{64} = 0.0031 ; \quad B = \pi x \frac{D^2}{4} = 0.1963 ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.13$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{4.90}{0.13} = 37.69 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{4.90}{D/\sqrt{16}} \leq 50$$

$$D \geq \frac{4.90 \times \sqrt{16}}{50} = 0.39 \text{ m}$$

**Tableau III .1:** Vérification du coffrage des sections adoptées pour Les poteaux.

Condition à vérifier	Poteau Carré	Poteau Circulaire	Vérification
Min (b, h) ≥ 30 cm	Min (b, h) = 50 cm ≥ 30 cm	Min (D) = 50 cm ≥ 30 cm	Condition vérifiée
Min (b, h) ≥ he/20	Min (b, h) ≥ (he/20) 40cm ≥ (7.00-0.50)/20=0.33cm	Min (D) ≥ (he/20)50cm ≥ (7.00-0.50)/20=0.33cm	Condition vérifiée
0,25 ≤ (b/h) ≤ 4	0,25 ≤ (b/h)=1 ≤ 4	0,25 ≤ (b)=1 ≤ 4	Condition vérifiée

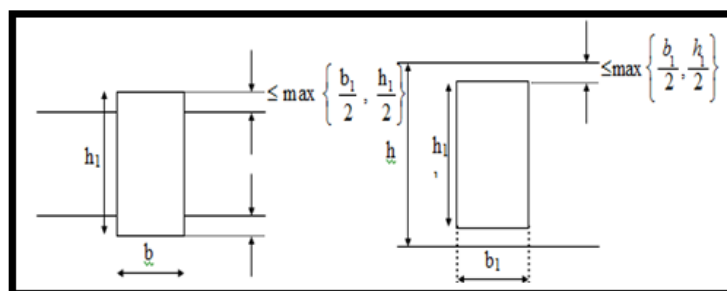
### III.2.2. Pré dimensionnement des poutres :

Selon RPA 99 "version 2003" les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes :

- $b \geq 30 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$

Où

- ✓  $b$  : largeur de la poutre.
- ✓  $h$  : hauteur utile de la poutre.



**Figure III.1:** Section de la poutre : Dimensions à respecter.

**III.2.2.1. Poutres principales :**

Selon le BAEL 91 :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.8h \end{cases} \Leftrightarrow \begin{cases} \frac{4.70}{15} \leq h \leq \frac{4.70}{10} \\ 13.5 \leq b \leq 36 \end{cases} \dots\dots 31 < h < 47$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

**III.2.2.2. Vérification suivant RPA 99 "version 2003" :**

Selon RPA 99 "version 2003" les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} h \geq 45 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \text{on a : } \begin{cases} h = 50 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.66 < 4 \end{cases}$$

✓ **Les trois conditions sont vérifiées, alors on prend :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Une section de (30x50) cm, pour le sens Y et X} \end{array} \right.$$

**III.2.3. Les planchers :**

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à reprendre les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement ...), ou autres charges d'exploitations et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...):

Dans ce projet les planchers sont en dalles pleines.

**III.2.3.1. Dalle pleine :**

Pour la dalle pleine de la construction, on a :

- Les dimensions de la dalle  $L_x$  et  $L_y$  avec :  $L_x = L_y$ ; le rapport des portées :  $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

Si :  $\alpha \leq 0,4$  La dalle travaille dans un seul sens.

$0,4 < \alpha \leq 1$  La dalle travaille dans les deux sens.

$$L_x = 4.70 \text{ m}; L_y = 4.70 \text{ m} \rightarrow \alpha = \frac{4.70}{4.70} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le pré dimensionnement se fait en fonction de la longueur de la dalle

- L'épaisseur est choisie d'après les conditions suivantes :
  - ✓ Condition de résistance.
  - ✓ Condition de flèche.
  - ✓ Condition de sécurité.
  - ✓ Condition de résistance au feu.

**A) Condition de résistance :** Pour les dalles portant dans les deux sens ( $0,4 < \alpha \leq 1$ ) :

$$h \geq \frac{L_x}{40} = \frac{4.70}{40} = 11.75 \text{ cm.}$$

On prend :  $h = 20 \text{ cm}$

**B) Condition de flèche :**

$$\frac{L_y}{20} \geq h_o \geq \frac{L_x}{30} \Rightarrow 23.5 \text{ cm} \geq h_o \geq 15.66 \text{ cm}$$

**C) Condition de sécurité :**

$$h_o \geq h_{\text{omin}} \rightarrow \text{D'après RPA 99 "version 2003": } h_{\text{omin}} = 5 \Rightarrow h_o = 5 \text{ cm}$$

**D) Condition de résistance au feu:**

Une résistance au feu d'une durée de deux heures et pour permettre l'évacuation des personnes:  $h_o \geq 11 \text{ cm}$ .

D'après ces conditions :

**Tableau III .2: Résultats des conditions pour choisir l'épaisseur de la dalle pleine.**

Condition de résistance	$h \geq 15.67 \text{ cm}$
Condition de flèche	$22.5 \geq h_o \geq 5.33 \text{ cm}$
Condition de sécurité	$h_o \geq 5 \text{ cm}$
Condition de résistance au feu	$h_o \geq 11 \text{ cm}$

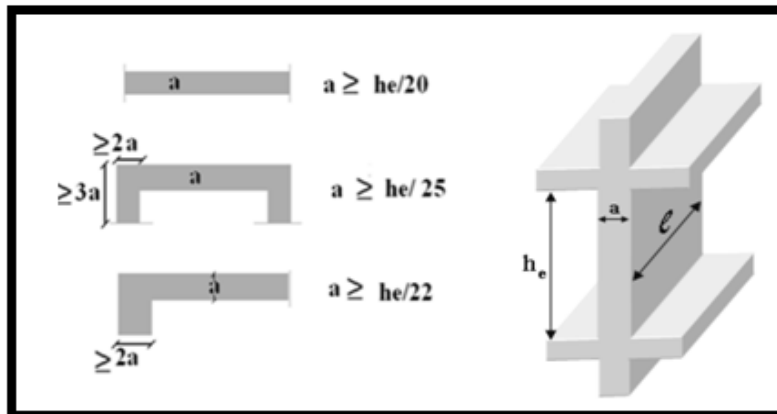
On adopte pour l'épaisseur des dalles  $\rightarrow h_o = 20 \text{ cm}$ .

#### III.2.4. Les voiles :

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils auront pour rôle le contreventement du réservoir et supporter la charge d'eau ( $5.000 \text{ m}^3$ ) ainsi que les charges verticales.

La solution de contreventement avec voile en béton armé est actuellement très répandue, très souvent, les voiles en cause, disposés transversalement aux constructions de forme

rectangulaire allongée, constituent également les éléments de transmission des charges verticales, sans être obligatoirement renforcés par des poteaux.



*Figure III .2: Section réduite du voile.*

L'épaisseur des voiles doit satisfaire la condition suivante :

$$a \geq \max \left\{ a_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right\}$$

L'épaisseur minimale est de 15cm. (RPA 99 « version 2003 » page 56).

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{7}{20} = 0.35\text{m}$$

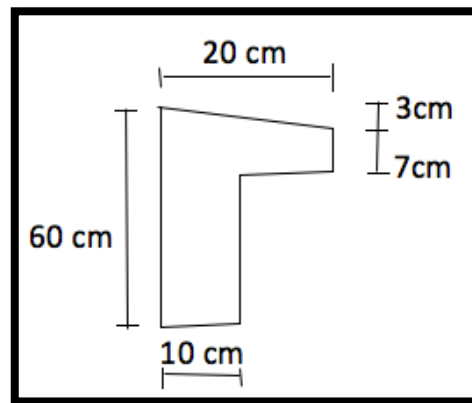
Donc, L'épaisseur des voiles choisie est : e = 40 cm.

- **.Disposition des voiles :**

Pour notre structure la disposition des voiles est situé dans la périphérie « toute au tour du réservoir » pour absorbé la charge hydraulique de l'eau potable. Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.
- Supporté la charge hydraulique de 5000 m<sup>3</sup>.

**III.2.5.Acrotère :***Figure III. 2: Dimension de l'acrotère.*

Section transversale de l'acrotère :

➤ **Surface de l'acrotère:**

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.15) - (0.03 \times 0.15)/2$$

$$S = 0.07275 \text{ m}^2$$

Le poids de l'acrotère est donné par mètre linéaire :

$$G = \gamma_b \times S \times 1 \text{ m} = 25 \times 0.07275 \times 1$$

$$G = 1.819 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend une bande de 1m de longueur:

$$G = 1.819 \text{ KN/ml} \quad Q = 1 \text{ KN/ml}$$

**III.3. Récapitulatif:**

Les dimensions choisies pour les éléments porteurs du réservoir sont présentées le tableau suivant :

*Tableau III .3 : tableau récapitulatif des dimensions*

Éléments	Dimensions
<b>Dalle pleine</b>	<b>20 cm</b>
<b>Poutres</b>	<b>30×50 cm<sup>2</sup></b>
<b>Poteaux</b>	<b>50×50 cm<sup>2</sup></b>
<b>Voiles (Parois)</b>	<b>40cm</b>
<b>Acrotère</b>	<b>h=60 cm</b> <b>e=10 cm</b>

**Partie 2 : Descente de charge****III.4. Descente des charges :**

L'évaluation des charges et des surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation, les différentes charges et surcharges existantes sont:

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

**III.4.1. Charges permanentes G [D.T.R B.C.22] :**

Les charges permanentes sont obtenues à partir des dimensions géométriques des éléments et des ouvrages, déduits des plans et du poids volumique des matériaux les constituantes.

- Poids volumiques des matériaux :

Béton armé	25 KN/m <sup>3</sup>
Enduit ciment	14 KN/m <sup>3</sup>
Forme de pente	22KN/m <sup>3</sup>
Étanchéité	0,12 KN/m <sup>3</sup>
Gravier	15 KN/m <sup>3</sup>

**III.4.2. Surcharges d'exploitations Q [D.T.R B.C.22] :**

- Plancher terrasse (non accessible) ..... 1 kN /m<sup>2</sup>
- Plancher Étage courant ..... 1,5 kN /m<sup>2</sup>

**III.4.2.Évaluation des charges et surcharges :****III.4.2.1.Les planchers :****a. Plancher terrasse :****a.1. Plancher terrasse non accessible (dalle pleine) :**

*Tableau III .4 : La charge de la dalle pleine du plancher terrasse non accessible.*

<i>Chargement</i>	<i>Poids volumique (KN /m<sup>3</sup>)</i>	<i>e(m)</i>	<i>Poids G(KN/m<sup>2</sup>)</i>
1- <i>Gravillon de protection</i>	17	0.05	0.85
2- <i>Etanchéité multicouche</i>	8	0.02	0.16
3- <i>forme pente de béton</i>	22	0.08	1.76
4- <i>isolation phonique</i>	4	0.04	0.16
5- <i>Dalle Pleine</i>	25	0.20	5.00
		<b><i>G(KN/m<sup>2</sup>)</i></b>	<b>7.93</b>
		<b><i>Q(KN/m<sup>2</sup>)</i></b>	<b>1.00</b>

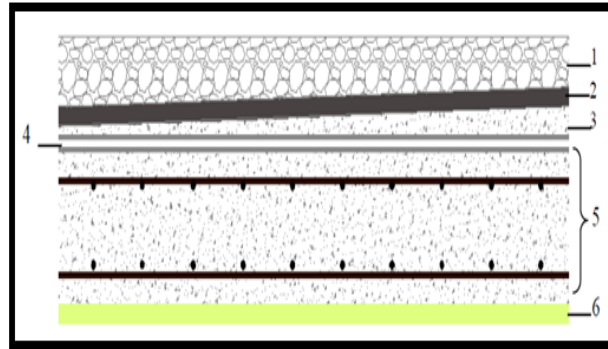


Figure III.4: Composants d'un plancher terrasse en dalle pleine.

### III.4.2.3. Loi de dégression des surcharges :

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de cumuler jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge : charge permanent G, charge d'exploitation Q.

Loi de dégression des charges (DTR.B.C article 6.3 page 17)

Elle s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveau ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés les mêmes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement.

### Calcul de Q :

Le but de la descente des charges est la vérification du pré dimensionnement des poteaux. Pour cela On choisit 03 types des poteaux :

#### 1-Poteau centre : A1 forme circulaire

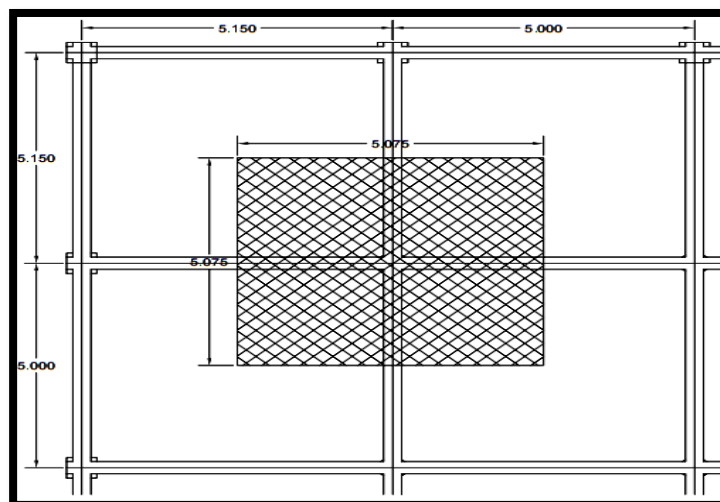


Figure III.5: Poteau central A1

- ❖ Volume du poteau circulaire.....  $(0.25)^2 \times (3.14) \times 6.5 = 1.276 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre .....  $(0.50 \times 0.30) \times 5 = 0.75 \text{ m}^3$

**Tableau III.5:** Calcul de G du poteau A1.

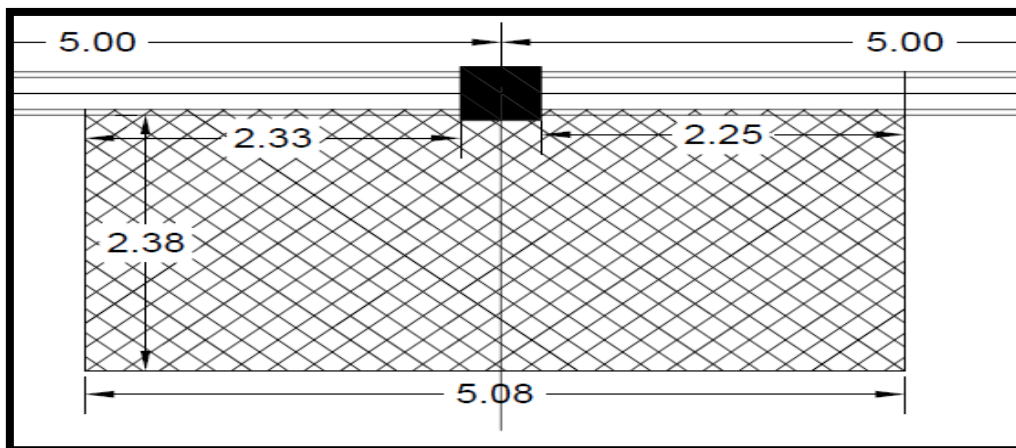
N	Élément	G (KN)
N0	p. poutre: (0.50x0.30x5) x25	18.75
	poteau circulaire:(0.25) <sup>2</sup> x3.14x6.5x25	31.90
	<b>Total</b>	<b>50.65</b>

**Tableau III.6:** Calcul de Q du poteau A1.

N	Q (KN/ m <sup>2</sup> )	surface afférente (m <sup>2</sup> )	Q (KN)
N0	1.00	25,25	25,25

**Tableau III.7:** Calcul des efforts normaux ultimes de A1.

z	Charges Permanentes [KN]	Charges d'exploitation	Efforts Normaux ultime
		[KN]	[KN]
	G	Q	$N = 1,35G_c + 1,5Q_c$
Niveau dalle	200,23	25.25	308,19
Niveau plat forme	271.15	25.25	403.93

**2-Poteau de rive :A2****Figure III.6:** Poteau de rive A2.

- ❖ Volume du poteau carré .....  $(0.5)^2 \times 6.5 = 1.625 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre .....  $(0.50 \times 0.30) \times 5 = 0.75 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de l'acrotère .....  $0.0727 \text{ m}^3 \text{ par metre}$

**Tableau III.8:** Calcul de G du poteau A2.

N	Élément	G (KN)
N0	P. poutre: $(0.50 \times 0.30 \times 5) \times 25$	18.75
	Poteau carré: $(0.5)^2 \times 6.5 \times 25$	40.63
	P.l'acrotère : $0.0727 \text{ m}^2 \times 25$	1.82

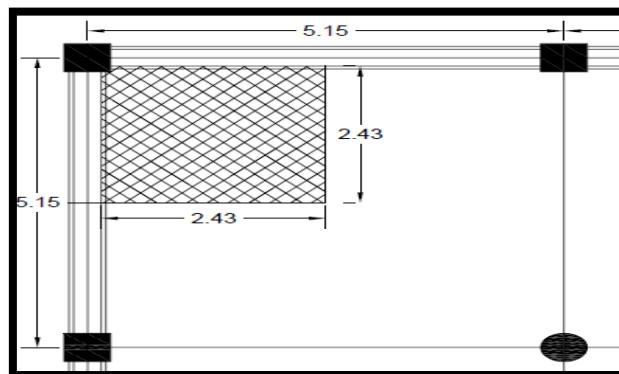
**Tableau III.9:** Calcul de Q du poteau A2.

N	Q (KN/ m <sup>2</sup> )	surface afférente (m <sup>2</sup> )	Q (KN)
N0	1.00	12,63	12,63

**Tableau III.10:** Calcul des efforts normaux ultimes de A2.

z	Charges Permanentés [KN]	Charges d'exploitation	Efforts Normaux ultime
		[KN]	[KN]
	G	Q	$N = 1,35G_c + 1,5Q_c$
Niveau dalle	109,22	12.63	166,39
Niveau plat forme	137.41	25.25	223.38

**2-Poteau d'angle : A3**



**Figure III.7:** Poteau d'angle A3.

- ❖ Volume du poteau carré .....  $(0.5)^2 \times 6.5 = 1.625 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de la poutre .....  $(0.50 \times 0.30) \times 5 = 0.75 \text{ m}^3$
- ❖ Volume de l'acrotère .....  $0.0727 \text{ m}^3$  par mètre

**Tableau III.11:** Calcul de G du poteau A3.

N	Élément	G (KN)
N1	P. poutre: $(0.50 \times 0.30 \times 5) \times 25$	18.75
	Poteau carré: $(0.5)^2 \times 6.5 \times 25$	40.63
	P. l'acrotère : $0.0727 \text{ m}^2 \times 25$	1.82

**Tableau III.12:** Calcul de Q du poteau A3.

N	Q (KN/ m <sup>2</sup> )	surface afférente (m <sup>2</sup> )	Q (KN)
N9	1.00	6,32	6,32

**Tableau III.13:** Calcul des efforts normaux ultimes de A3.

z	Charges Permanentes [KN]	Charges d'exploitation	Efforts Normaux ultime
		[KN]	[KN]
	G	Q	$N = 1,35G_c + 1,5Q_c$
Niveau dalle	54,61	6.32	83.20
Niveau plat forme	68.71	12.63	111.70

Les résultats obtenus d'efforts Normaux ultimes maximaux des trois types de poteaux :

**Tableau III.14:** Résultats de calcul des efforts normaux ultimes maximaux.

poteau	Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
Efforts Normaux ultimes(KN)	441.80	223.38	111.70

**III.4.2.4. Vérification des sections adoptées pour les poteaux :****➤ Vérification selon BAEL91 :**

La section du béton est calculée en compression, soumise à un effort normal  $N_u$  agissant sur le poteau qui doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha B_r \left[ \left( \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right) + \left( \frac{A_s f_c}{\gamma_s B_r} \right) \right] \dots \dots \dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)}$$

Avec :

$N_u$ : l'effort normal ultime :  $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$ .

$A_s$  : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul en (cm<sup>2</sup>).

$B_r$  : section réduit de poteau, obtenue en déduisant de section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique en (cm<sup>2</sup>).

$F_e$  : limite d'élasticité des aciers en (Mpa).

$\gamma_s = 1,15$  ,  $\gamma_b = 1,5$

$\alpha$  : coefficient en fonction de l'élanement  $\lambda$  qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50. \dots \dots \dots \text{BAEL91 Article (A: 8.4.1)} \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

-  $N_u$  connu, le but c'est de calculer  $B_r$  (section de poteau) à partir de l'effort normal et faire la comparaison avec  $B_c$  choisie.

$$\text{On a : } N_u \leq \left[ \frac{\alpha B_r F_{c28}}{0,9\gamma_b} + A \frac{F_e}{\gamma_s} \right] \Leftrightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A}{B_r} \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0,8 % en zone II a, donc:

$$\frac{A}{B_r} = 0.8\% \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{F_{c28}}{0,9\gamma_b} + 0,008 \times \frac{F_e}{100\gamma_s} \right]}$$

**❖ Calcul  $\lambda$  :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{4.90\sqrt{16}}{D} \quad \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{4.90}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{4.90 \times \sqrt{12}}{b}$$

**Tableau III.15:** les valeurs de  $(\lambda, \alpha)$  selon les sections des poteaux.

Section de poteau cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$\alpha$
carré 50x50 cm	33.95	0.71
circulaire 50 cm	37.69	1.06

- **Poteau centre : A1**

**Tableau III.16:** Vérification des sections adoptées pour le poteau de centre.

Niveau	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Bc (choisie) (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	a <sub>c</sub> (cm)
N	403.93	0.23	53857.33	23.21	50

- **Poteau de rive A2:**

**Tableau III.17:** Vérification des sections adoptées pour le poteau de rive.

Niveau	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Bc (choisie) (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	a <sub>c</sub> (cm)
N	223.38	0.23	29784.00	17.25	50

- **Poteau d'angle A3 :**

**Tableau III.18:** Vérification des sections adoptées pour le poteau d'angle.

Niveau	Nu (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	Bc (choisie) (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	a <sub>c</sub> (cm)
N	111.70	0.23	14893.00	12.20	50

- **Vérification selon le RPA 99 version 2003 :**

- **Selon le RPA 99 / version 2003 Article (7.4.3.1) :**

Une Vérification spécifiques de la sollicitation normale doit être effectuée, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme l'effort normal de compression de calcul est limité par la conduction suivante :

$$V = N_d/B_c.F_{c28} \leq 0,3$$

- Alors la section de poteau le plus sollicité :

$$B_c \geq N_d/0,3.F_{c28}$$

- Poteaux les plus sollicités :

**Tableau III.19:** 2<sup>ème</sup> Vérification selon le RPA99/version 2003 des dimensions des poteaux.

Poteaux (cm <sup>2</sup> )	N <sub>d</sub> (kN) G + Q	F <sub>c28</sub> (kN/cm <sup>2</sup> )	B <sub>c</sub> (choisie) cm <sup>2</sup>	N <sub>d</sub> /B <sub>c</sub> .F <sub>c28</sub>	N <sub>d</sub> /B <sub>c</sub> .F <sub>c28</sub> ≤ 0,3
(50×50) P .rive	162.66	2.5	2500	0.026	Condition vérifiée
(50×50) P.L'angle	81.34	2.5	2500	0.013	Condition vérifiée
∅ 50 P .circulaires	296.4	2.5	1962.5	0.060	Condition vérifiée

## **CHAPITRE IV**

# **Étude des éléments secondaires**

**Chapitre IV****Étude des éléments secondaires.****IV.1. Introduction :**

Les éléments secondaires sont les éléments qui ne font pas fonction d'éléments porteur dans la structure ni au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement BAEL91 et CBA 93

En respectant le règlement parasismique Algérien RPA99 Version 2003.

**IV.2. Acrotère :**

Notre réservoir comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

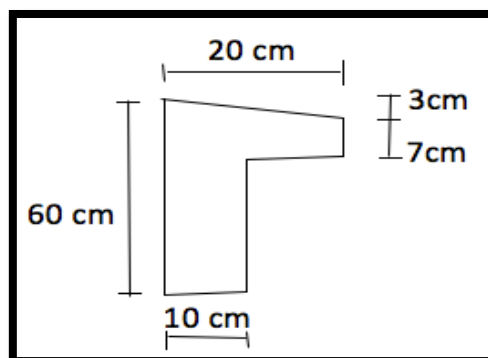
- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes:

**IV.2.1 Vérification de l'effort due au séisme :**

Le RPA exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontal,



*Figure IV.1 : Schéma de l'acrotère.*

- suivant la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p + 4AC_p W_p$$

$C_p$  : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (Tableau 6.1),  $C_p = 0.3$

$$W_p = 1.713 \text{ KN/ml}$$

$W_p$ : Poids de l'élément.

$A$  : coefficient d'accélération (zone II, groupe d'usage 1A) (selon tableau 4.1) :  $A = 0,25$

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,3 \times 1,713$$

$$F_p = 0,514 \text{ KN/ml}$$

Soit :

- ✓  $Q = 1 \text{ kN/m}$  (surcharge due a la main courante) Donc :  $Q < F_p$
- ✓  $F$  : la force due à la main courante majorée.
- **Remarque :** les forces horizontales (telles que le vent) peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section pour la zone comprimée (soit  $A_s' = A_s$ ).

➤ **Surface de l'acrotère:**

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.15) - (0.03 \times 0.15)/2$$

$$S = 0.07275 \text{ m}^2$$

- ✓ Le poids de l'acrotère est donne par mètre linéaire :

$$G = \gamma_b \times S \times 1 \text{ m} = 25 \times 0.07275 \times 1$$

$$G = 1.819 \text{ KN/ml}$$

- ✓ Pour le ferrailage on prend une bande de 1m de longueur:

$$G = 1.819 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- **La sollicitation :**

$G$  : crée un effort normal ,  $Q$  : crée un effort tranchant

$$N_G = 1.819 \text{ KN/ml} , N_Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$M_G = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$M_Q = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

**Tableau 4.1** : récapitulation des moments et efforts

ELU		ELS	
$N_u = 1.35N_G$	$N_u = 1.35(1.819) = 2.456 \text{ KN}$	$N_{ser} = N_G$	$N_{ser} = 1.819 \text{ KN}$
$M_u = 1.5 M_Q$	$M_u = 1.5 (0.6) = 0.90 \text{ KN.m/ml}$	$M_{ser} = M_Q$	$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m/ml}$
$T_u = 1.5N_Q$	$T_u = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN/ml}$	$T_{ser} = N_Q$	$T_{ser} = 1 \text{ KN/ml}$

La section du béton (b x h) est (60x10) cm

#### IV.2.2 Ferrailage de l'acrotère :

##### a- Calcul de l'excentricité:

Selon l'article (BEAL) et CBA

L'excentricité e: excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.456} \rightarrow e_0 = 0.366$$

$e_0$  : excentricité de la résultante

$$e_1 = ht/6 = \frac{0.10}{6} \rightarrow e_1 = 0.017$$

$e_0 \geq e_1$  : la section partialement comprimé

##### b- calcul de moment fictif :

$$M_f = N \times f + M$$

Avec :

**N**: effort normal

**f** : distance entre le point d'application (N) excentré aux armatures tendeur

$$f = e + d - (h_t/2)$$

avec :

$$d = 0.10 - 0.02 = 0.08$$

$$f = 0.366 + 0.08 - (0.10)/2 = 0.396 \text{ m}$$

Donc :

$$M_f = 2.456 \times 0.396 + 0.90 = 1.87 \text{ KN/m}$$

##### c- Calcul des armatures :

**$\mu$**  : Moment réduit

**$f_{bu}$**  : Contrainte de calcul du béton

$$\mu = \frac{M_f}{b x d^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = 0,85 \cdot f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b)$$

$\theta = 1$  pour les charges appliquées plus de 24h (0,9 entre 1 et 24h et 0,85 si  $< 1h$ )

$\gamma_b = 1,5$  à l'ELU normal et 1,15 à l'ELU accidentel.

$$f_{bu} = 0,85 \times 25 / 1,5$$

$$f_{bu} = 14,17$$

$$d = 0,10 - 0,02 = 0,08 \text{ m}$$

$$b = 0,6 \text{ m}$$

$$\mu = 1,87 \times 10^{-3} / 0,6 \times (0,08)^2 \times 14,17 = 0,034 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2\mu)^{1/2}]$$

Avec :

$\alpha$  : Position de l'axe neutre

$$\alpha = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2 \times 0,034)^{1/2}]$$

$$\alpha = 0,043$$

$$y = \alpha \times d = 0,043 \times 0,08$$

$$y = 0,0034$$

➤ **Calculer(Z) Bras de levier :**

$$Z = d - 0,4 \times y = 0,08 - 0,4 \times 0,0034$$

$$Z = 0,079$$

➤ **Section d'armature :**

$$A_s = M_f / [z \cdot f_e / \gamma_s]$$

$$A_s \text{ (MPa)} = f_e / \gamma_s$$

$$A_s = 1,87 \times 10^{-3} / [0,079 \times 400 / 1,15]$$

$$A_s = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 b d \times f_{tj} / f_e = 0,23 \times 0,08 \times 0,6 \times 25 / 400$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,00069 = 0,69 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s \text{ min}} \mathbf{1,00 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte finalement

$$A_s = 1,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le choix des barres est: **6HA8=2,51cm<sup>2</sup>**, avec un espacement **S<sub>t</sub>=100/ 5=20cm**. Pour les armatures de répartition, nous avons :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit **6HA8 =2.51 cm<sup>2</sup>/ml**, avec un espacement **St=20 cm**

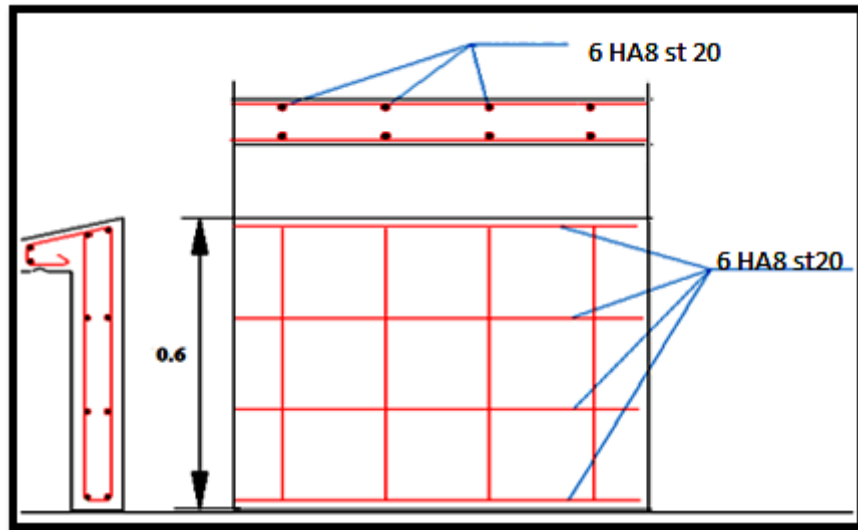


Figure IV.2 : Schéma de ferrailage d'acrotère

#### IV.2.3 Etude du trou d'homme :

##### ➤ Introduction :

Le trou d'homme est un élément en béton armé soumis aux actions climatiques. C'est un moyen d'accès à l'intérieur du réservoir, par l'intermédiaire d'une échelle permettant une inspection de la cuve.

##### ➤ Ferrailage du trou d'homme :

Le trou d'homme sera ferrillé suivant l'article (B-5-3-3) du CBA 93, le règlement préconise que la section d'acier minimale est de **0,003xB**.

$$A_{\min} = 0,3 \% B$$

$$\text{Avec } B = 0,10 \times 1,20 = 0,12 \text{ m}^2 \text{ d'où } A_{\min} = 3,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

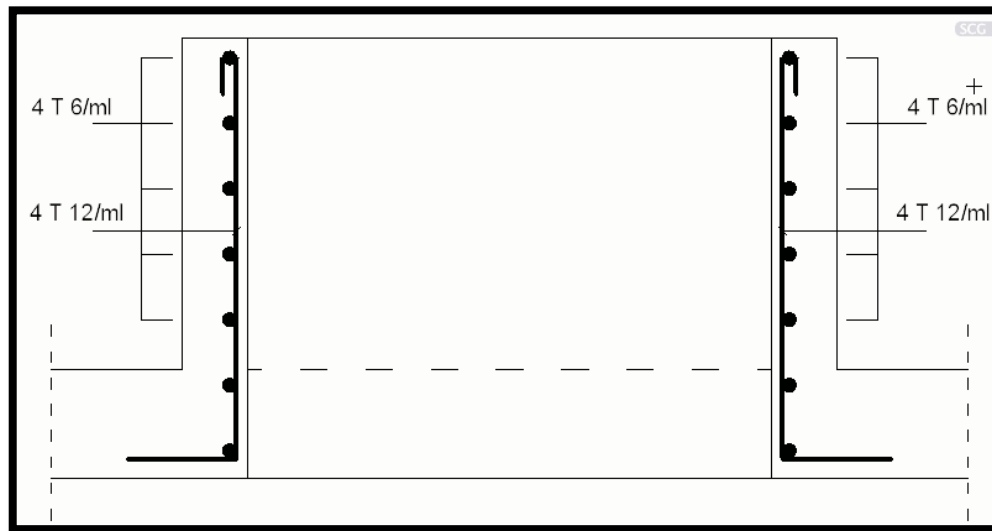
On choisit : **A<sub>s</sub> = 4T12 cm<sup>2</sup> / ml = 4.52 cm<sup>2</sup> / ml.**

##### • Armatures de répartition :

a = 90° armatures droites

$$A_r = A_s / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit  $A_r = 4T6 / ml$ .



*Figure IV.3 : Ferrailage de trou d'Homme*

### IV.3. Etude de la dalle :

#### IV.3.1. Introduction :

Les dalles sont des éléments de constructions horizontaux, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan ; donc ce sont des pièces minces et planes. Elles sont destinées à l'acheminement des charges verticales aux éléments porteurs. Les dalles peuvent être appuyées sur deux ; trois ou quatre cotés Dans notre projet, on a deux types de dalle:

- Dalles appuyées sur 03 appuis ;
- Dalles appuyées sur 02 appuis.

#### IV.3.2. Méthode de calcul:

On adopte la méthode de BARES qui est basée sur la résolution de l'équation du quatrième degré dit de Lagrange, qui elle-même est déduite de la méthode des bandes élastiques des éléments finis

#### IV.3.3. Hypothèse de la méthode:

- les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastiques et suivent la loi de HOOK (contrainte proportionnelle aux déformations).
- le matériau est homogène et isotrope ;
- L'épaisseur de la dalle est constante ; et faible par rapport aux dimensions en plan ;
- La dalle est infiniment rigide dans son plan ;

-Les fibres de la dalle perpendiculaires au plan de base avant flexions restent perpendiculaires après flexions ;

-Les déplacements (flèches) son faible.

#### IV.3.4. Principe de la méthode forfaitaire:

En fonction du rapport des dimensions en plan ( $\alpha = l_x / l_y$ ) mesurés entre nus d'appuis (avec  $l_x < l_y$ ), et du coefficient de poisson  $\nu$  du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$ . Le calcul se fait en fissuration peu nuisible l'ELU ( $\nu = 0$ ) et l'ELS ( $\nu = 2$ )

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis on ventile les moments obtenus selon des proportions prédéfini sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).L'étude se fait pour une bande de 1m

Dans ce cas on peut calculer les efforts dans les poutres d'après la méthode forfaitaire, qui est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées :

- a - Charges d'exploitation modérées;
- b - Les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées;
- c - Le rapport de dimensions entre deux travées successives est compris entre 0,8 et 1,25
- d - La fissuration est considérée comme non préjudiciable

#### IV.3.5.Etape de calcul:

**1<sup>ere</sup> étape :** calcul des moments isostatiques :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$  : moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$  : moment dans le sens de la grande portée.

**2<sup>eme</sup> étape :** ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL : on doit vérifier :

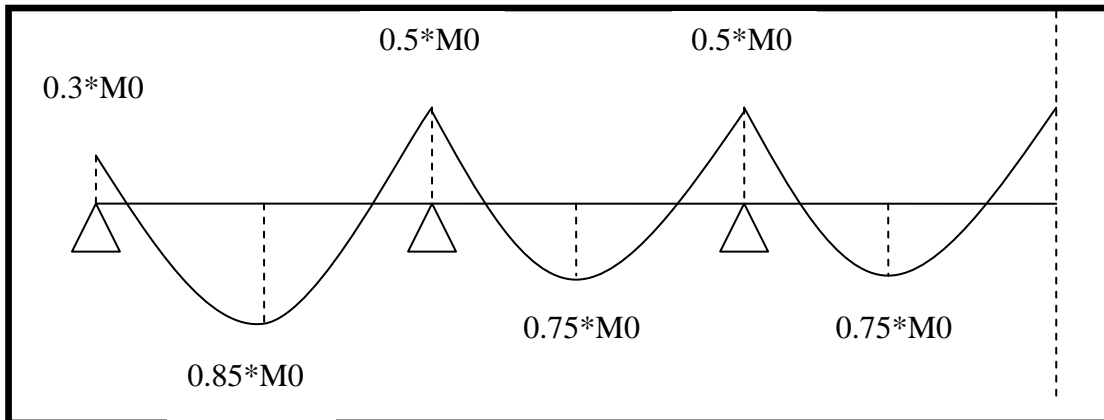
$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0$$

Avec :

$M_t$  : moment en travée.

$M_0$  : moment maximal calculé à la 1ere étape.

$M_e$ ,  $M_w$  : moments absolus à gauche et à droite de l'appui



*Figure IV.4 : Schéma des moments isostatiques*

On prend :

$$M_e = 0.3 M_0, M_t = 0.85 M_0 \quad : \quad \text{travée de rive.}$$

$$M_e = 0.5 M_0, M_t = 0.75 M_0 \quad : \quad \text{travée intermédiaire.}$$

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre plancher, on va opter à choisir la dalle la plus sollicitée;

Dalle reposante sur trois appuis ( $D_1$ ) de dimension ; (4.70, 4.70)

#### IV.3.6. Combinaisons d'actions:

*Tableau 4.2 : Tableau récapitulatif des combinaisons d'actions*

	G (KN /ml)	Q (KN/ml)	$q_u=1.35xG+1.5xQ$ (KN /ml)	$q_s=G+Q$ (KN /ml)
Terrasse	<b>7.93</b>	1.00	12.21	<b>8.93</b>

Lorsque les fissurations sont considérée très préjudiciables le calcul se fait en ELS seulement.

#### 1. ELS :

$$\alpha = \frac{4.70}{4.70} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{A partir de tableau de Barres : } \begin{cases} \mu_x = 0.037 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

D'où ;

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_x = 0.037 \times 8.93 \times 4.70^2 = 7.30 \text{ KN.m/m}$$

$$M_y = 1.000 \times 7.30 = 7.30 \text{ KN.m/m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

- bande de largeur de 1m parallèle à  $l_x$  :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 5.475 \text{ Kn.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 3.65 \text{ Kn.m/ml}$$

- bande de largeur de 1m parallèle à  $l_y$  :

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 5.47 \text{ Kn.m/ml.}$$

• valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

- en travée :  $M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 1.37 \text{ Kn.m/ml}$

- aux appuis :  $M_{ay} = M_{ax} = 3.65 \text{ Kn.m/ml}$

Donc :  $M_{ty} = 5.47 \text{ Kn.m/ml.}$

$$M_{ay} = M_{ax} = 3.65 \text{ Kn.m/ml.}$$

## 2-ELU :

$$\alpha = \frac{4.70}{4.70} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir de tableau de Barres :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.037 \\ \mu_y = 1.000 \end{cases}$$

D'où ;

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_x = 0.037 \times 12.20 \times 4.70^2 = 9.98 \text{ Kn.m/m}$$

$$M_y = 1.000 \times 9.97 = 9.98 \text{ Kn.m/m}$$

Les moments de flexion calculés vont être réduits de 25% en travée, et de 50% sur appuis.

• bande de largeur de 1m parallèle à  $l_x$  :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 7.48 \text{ Kn.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_x = 4.99 \text{ Kn.m/ml}$$

• bande de largeur de 1m parallèle à  $l_y$  :

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 7.48 \text{ Kn.m/ml.}$$

- valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

➤ en travée :  $M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 1.87 \text{ Kn.m/ml}$

➤ aux appuis :  $M_{ay} = M_{ax} = 4.99 \text{ Kn.m/ml}$

Donc :  $M_{ty} = 7.48 \text{ Kn.m/ml}$ .

$M_{ay} = M_{ax} = 4.99 \text{ Kn.m/ml}$ .

**Tableau 4.3:** résultats des moments en appuis et en travées sens xx et yy

	$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$	$M_y = \mu_y \times M_x$	$M_{ax} = 0.50 \times M_x$	$M_{tx} = 0.75 \times M_x$	$M_{ay} = 0.5 \times M_{0y}$	$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y}$
<b>ELU</b>	<b>9.97Kn.m/m</b>	<b>9.97Kn.m/m</b>	<b>4.99Kn.m/ml</b>	<b>7.48Kn.m/ml</b>	<b>4.99Kn.m/ml</b>	<b>7.48Kn.m/ml</b>
<b>ELS</b>	<b>7.30Kn.m/m</b>	<b>7.30Kn.m/m</b>	<b>3.65Kn.m/ml</b>	<b>5.47Kn.m/ml</b>	<b>3.65Kn.m/ml</b>	<b>5.47Kn.m/ml</b>

#### IV.3.7. Calcul des armatures :

- . Calcul des armatures longitudinales :

Avec :  $b = 1m$  ,  $d' = 2cm$  ,  $d = 18cm$  ,  $f_{bu} = 17 \text{ Mpa}$  ,  $f_{su} = 350 \text{ Mpa}$

- . Ferrailage :

**Tableau 4.4:** résultats de ferrailage

		En travée pour deux sens	Sur appuis pour deux sens
<b>Dimensionnement à L'ELU</b>	$ M_u  \text{ (KN.m/m)}$	7.48	4.99
	$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bxd^2xf_{bu}}$	0.0135	0.009
	$\mu_1 = 0.39 \text{ (} f_e = 400 \text{MPa)} > \mu_{bu}$	OK	OK
	$A_{sc} \text{ (cm}^2\text{)}$	0	0
	$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	0.031	0.011
	$y_u = \alpha \cdot d \text{ (m)}$	0.005	0.002
	$Z \text{ (m)} = d - 0.4y_u$	0.0009	0.0002
	$A_{st} \text{ (cm}^2 \text{ / ml)} = \frac{M_u}{zx f_{su}}$	<b>1.48</b>	<b>0.89</b>

**Tableau 4.5:** tableau des résultats de ferrailage

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$M_u$ (MN.m)	0.00499	0.00748	0.00499	0.00748
d(m)	0.18	0.18	0.18	0.18
Z(m)	0.179	0.178	0.179	0.178
M1	0.0812	0.0812	0.0812	0.0812
As (cm <sup>2</sup> )	0.89	1.48	0.89	1.48
As min (cm <sup>2</sup> )	2.48	2.48	2.48	2.48
Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
As adoptés (cm <sup>2</sup> )	3.16	3.16	3.16	3.16
St (cm)	25	3.16	3.16	3.16

➤ **.Vérification à l'effort tranchant :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

- La dalle est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur....vérifiée
- $\tau_u < 0.05 f_{c28}$

$$V_u = \frac{q_u l_x}{2} = \frac{12.21 \times 4.70}{2} = 28.69 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = \frac{28.69}{1 \times 0.18} = 159.39 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{1.5} = 0.583 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Donc pas d'armature transversale.

#### IV.3.8. Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes dans le béton comprimé ( $\sigma_{bc}$ ) et dans l'acier tendue ( $\sigma_{st}$ ).

**Tableau 4.6:** tableau des résultats de La vérification des contraintes

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	<b>3.16</b>	<b>3.16</b>	<b>3.16</b>	<b>3.16</b>
$M_{ser}$ (MN.m)	0.00365	0.00547	0.00365	0.00547
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	18	18	18	18
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	172.4	172.4	172.4	172.4
X (cm)	2	0.049	2	0.049
I (cm <sup>4</sup> )	66666.66	66666.66	66666.66	66666.66
$\sigma_{bc}$	1.4	2.09	1.4	2.09
$\sigma_{st}$	76.8	115.1	76.8	115.1
$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Vérifier	Vérifier	vérifier	vérifier
$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$	Vérifier	Vérifier	vérifier	vérifier

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}, \eta=1.6$$

Puisque la fissuration est très préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (0.5 \cdot f_e, 90 \cdot (n \cdot f_{t28})^{0.5}) = 172.4 \text{ MPa}$$

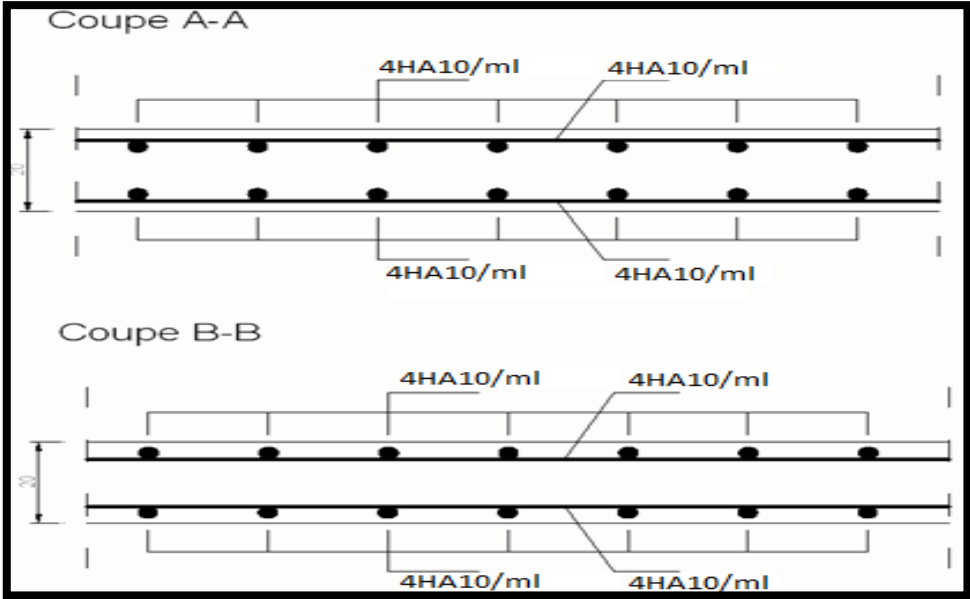


Figure IV.5: Croquis de ferrailage de la dalle

## **CHAPITRE V**

# **Étude Dynamique**

## Chapitre V :

# Étude dynamique.

### V.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements. Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction. Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone sismique.

C'est pour cela que l'application du règlement parasismique algérien actuel - RPA99 version 2003 - qui concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones.

### V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Et de dimensionner les éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

### V.3. Méthodes de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques, ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

- la méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

#### V.3.1. Méthode statique équivalente :

##### V.3.1.1. Principe :

Cette méthode propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquer séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

##### V.3.1.2. Condition d'application : (RPA article 4.1.2. page 36)

Cette méthode peut être utilisée dans le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisant aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II

**a). Régularité en plan :(RPA article 3.5.1.a page 33) :**

- **Sens x :**
- $\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{5.15+5.15}{30.80} = 0,33 > 0,25$ .....la condition vérifiée
- **Sens y :**
- $\frac{l_1+l_2}{L} = \frac{5.15+5.15}{30.80} = 0,33 > 0,25$ .....la condition vérifiée

Donc la structure est irrégulière en plan.

**b) .Régularité en élévation :(RPA article 3.5.1.b page 34) :**

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- Aussi bien, la raideur .que la masse des différents niveaux reste constante ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment
- Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension. la structure est classée régulière en élévation.

**Zone (II a) si  $H \leq 65$  m :** On a  $h = 8.5\text{m} < 65$  m.....la condition est vérifiée.

**V.3.1.3. Conclusion :**

La condition de régularité en plan n'est pas satisfaite → la méthode statique n'est pas applicable

**V.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :****V.3.2.1. Principe :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas. Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

**V.3.2.2 Hypothèses de calcul :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas, on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul « **Auto desk Robot structural Analyse Professional 2014** ».

### V.3.2.3. Présentation du logiciel :

Le 'Robot Structures Analyse' est un logiciel de calcul et de modélisation des structures d'ingénierie, relevant du domaine des bâtiments, travaux publics et constructions hydrauliques, développé en Californie (U.S.A).

Robot structures analyse offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, ainsi il facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs. Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis et sur la théorie de l'élasticité linéaire.

#### a) .Concept de base de la M.E.F :

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas des structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère le milieu continu (solide, liquide ou gazeux) constituant la structure comme un assemblage discret d'éléments interconnectés.

La structure étant ainsi subdivisée en un maillage approprié peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans la théorie des poutres. Pour chaque type d'éléments une fonction de déformation (fonction de forme) de forme polynomiale est choisie pour représenter aussi fidèlement que possible la déformée de l'élément.

La relation liant la force nodale  $[F]$  au déplacement  $[\delta]$  peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de matrice de rigidité  $[K]$  de l'élément. Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en assemblant les éléments et en imposant l'équilibre de chaque nœud. La solution du système nous donne les déformations et par suite les forces et les contraintes peuvent être déduites.

#### b) .Pourquoi le robot structure analyse ?

Nous avons fait appeler au logiciel (robot structures analyse) pour déterminer :

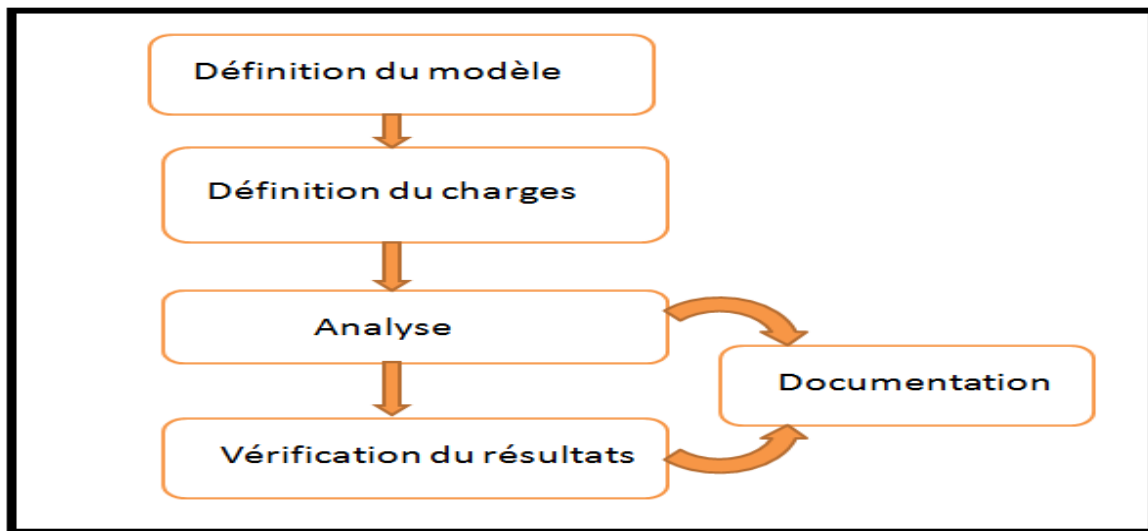
- Les périodes propres.
- Les coefficients de participation modale  $\alpha_i$ .
- Les déplacements des planchers.
- Les forces sismiques.

Ce système, qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position.
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphes bien détaillés.

### V.3.2.4. Étapes de modélisation :

Le mode opératoire du Robot peut se diviser en quatre étapes :



*Figure V. 1: Étapes de la modélisation d'une structure par logiciel robot structural analyse Professional.*

#### a).Définition du modèle de la structure :

- choix de type de la structure : Pour notre cas, on étudiera une structure en coque.
- Configuration de préférence de l'affaire pour définir les différents paramètres tels que les matériaux, unités et normes de l'affaire.
- Lignes de construction.
- Définir les sections transversales.
- Affectation des sections transversales.
- Création des éléments plaques et coques.
- Définition des degrés de liberté des nœuds de la base.
- Définition des étages.

#### b).Définition des Charges de la structure :

- Définition des cas de charges.
- Définition des valeurs de charges.

#### 1. Définition des options de calcul :

Durant cette étape on choisie les options de calcul à savoir le type d'analyse (modale et sismique), et on introduit le nombre de modes de vibration pour l'analyse modale et les valeurs des paramètres du RPA 99 version 2003 pour l'analyse sismique.

Ensuite, on introduit les combinaisons de charges en fonction du type de structure, et pour terminer le logiciel propose un module de vérification du modèle de points de vue de la méthode des éléments finis qui sert à détecter les erreurs éventuelles de modélisation.

#### 2. Exploitation des résultats :

Cette dernière partie concerne le traitement des résultats fournis par le logiciel.

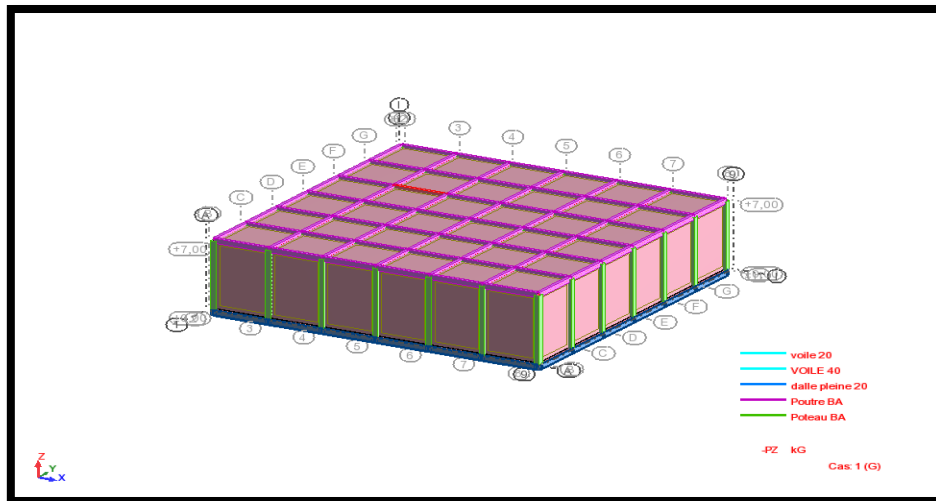


Figure V.2 : vue 3D des réservoirs 5000m<sup>3</sup>

#### V.4. Combinaisons de charges :

- Selon le BAEL91 révisée 99 :
  - ELU :  $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
  - ELS :  $G + Q$
- Selon le RPA 99 / version 2003 :
  - ACC :  $G + Q \pm E$
  - ACC :  $0,8 \times G \pm E$

#### V.5. Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale  $V$ , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement global de la structure.
- W : Poids total de la structure.

#### V.6. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- .Coefficient d'accélération A :

Selon RPA 99 / Version 2003.

- D'après la classification sismique de wilaya ANNABA : **Zone (II 1A)**
- Ouvrage à usage d'habitation collective sa hauteur totale **7m** : **Groupe d'usage 1A**

Alors d'après les deux critères précédents, on obtient :

**A= 0.25. (Tableau 4.1 de RPA 99 /version 2003)**

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

La valeur de **R** est donnée par le (Tableau 4.3) de **RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'Article (3.4) du **RPA 99 / version 2003**. La structure étudiée est constituée de portique et de voile, cependant le contreventement est assuré en totalité par les voiles. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**.

➤ **. Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- la régularité en plan et en élévation.
- la qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.3 de RPA 99 / version 2003 (page 41))}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

**a). Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le **RPA 99 / ver 2003**, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins **trois travées** dont le rapport des portées est **< 1,5**.

• **sens longitudinal :**

tous les portiques dans le sens xx et yy se constituent de trames de six (6) travées  
 $L_{\max}/L_{\min} = 4.70/4.70 = 1 > 1,5$  critère non observé  **$P_q = 0$**

Dans notre cas pour le sens longitudinal, on a deux types de portiques dont le critère n'est pas observé  $\rightarrow P_q = 0$

• **Sens transversal :**

Idem pour le sens longitudinal  $p_q = 0$

**b). Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins (4) files de portiques, ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas **1,5**.

• **Sens longitudinal :**

Dans notre cas, le rapport des portées est égale à 1,  $\rightarrow P_q = 0$

• **Sens transversal :**

• Idem pour le sens longitudinal  $p_q = 0$

**c). Régularité en plan :**

1. Le réservoir présente une configuration symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
2. L'excentricité (centre de gravité des masses- centre de rigidité) ne dépasse pas les 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
3. La structure a une forme compacte, et le rapport :
4. Longueur / largeur =  $30,80 / 30,80 = 1 < 4$  .....La condition est vérifiée.
5. Le rapport de la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment par longueur totale dans une direction donnée est égale à zéro donc n'excède pas 25 %. Condition vérifiée dans le sens xx et le sens yy.
6. 5- la surface totale des ouvertures de plancher est inférieure à 15%.
7. Donc le critère n'est pas observé  $\rightarrow P_q = 0$

**d). Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste constante où diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la construction.
- Pas de variation des dimensions en plan du réservoir.

Donc, La structure est classée régulière en élévation  $\rightarrow P_q = 0$

**e). Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre construction ne sont pas contrôlés

$\rightarrow P_q = 0,05$

**f). Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé :  $P_q = 0,10$ .

*Tableau V.1: Pénalité en fonction de critère de qualité.*

Criteria Q	Pq	
	Pqx	Pqy
1. Condition minimal sur les files de contreventement	0,00	0,00
2. redondance en plan	0,00	0,00
3. régularité en plan	0,00	0,00
4. régularité en elevation	0,00	0,00
5. Contrôle de la qualities des matériaux	0,05	0,05

6. Contrôle de la qualités de l'exécution	0,10	0,10
---	------	------

- Sens longitudinal :

$$Q_x = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qx} = 1 + 0,15 = 1,15$$

- Sens transversal :

$$Q_y = 1 + \sum_{q=1}^6 P_{qy} = 1 + 0,15 = 1,15$$

➤ . **Facteur de correction d'amortissement «η» :**

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 Article (4.3).}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0,882 \geq 0,7 \text{ Avec : } \xi = 7\%$$

Ou ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type déstructure et de l'importance des remplissages.

ξ=7% pour un contreventement mixte (η= 0,882). (Tableau 4.2 de RPA 99 / version 2003).

➤ . **Période T1 et T2 du site considérée :**

D'après le RPA99, Le site est considéré comme site ferme(S2).

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,30 \text{ sec} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 de RPA 99 / version 2003).}$$

➤ . **Spectre de réponse :**

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{sec} \\ 2,5\eta (1,25A) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 \text{sec} \end{cases}$$

Avec :

**S<sub>a</sub> / g** : Accélération spectrale.

**T** : Période fondamentale de la structure.

**g** : Accélération de la pesanteur.

. Caractéristiques de l'ouvrage :

- Zone **II 1A**: sismicité moyenne.
- Groupe 1 : Ouvrages d'importance vitale.
- Site S2 :  $T_1 = 0,15$  sec et  $T_2 = 0,30$  sec
- Système de contreventement par des voiles :  $R = 5$ .
- Coefficient d'accélération de la zone A = 0,25
- Facteur de qualité  $Q = 1,15$
- Amortissement :  $\xi = 7,00$  %

#### a). Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ C_T (h_N)^{3/4}; 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} \right\}$$

**h<sub>N</sub>** : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau  
**h<sub>N</sub> = 7.00m.**

**C<sub>T</sub>**: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie et donnée par le RPA 99 / version 2003 (Tableau 4.6).

Dans notre structure :  $C_T = 0,05$

$$1. \quad T = C_T (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (7)^{3/4} = 0,005 \text{sec}$$

$$2. \quad T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

**L** : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

❖  $L_x = 30.81 \text{ m}$  :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} = 0,09 \times \frac{7}{\sqrt{30,81}} = 0,113 \text{ sec}$$

❖  $L_y = 30,81 \text{ m}$  :

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{L}} = 0,09 \times \frac{7}{\sqrt{30,81}} = 0,113 \text{ sec.}$$

En prend  $\rightarrow T = 0,113 \text{ sec.}$

### b). Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur d'amplification dynamique est en Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left( \frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left( \frac{3,0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

$T_2$  : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$$T_2 = 0,15 \text{ sec} ; \eta = 0,882 ; T = 0,113 \text{ sec}$$

$$T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$0,5 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,882 \left( \frac{0,15}{0,113} \right)^{2/3} = 2,66$$

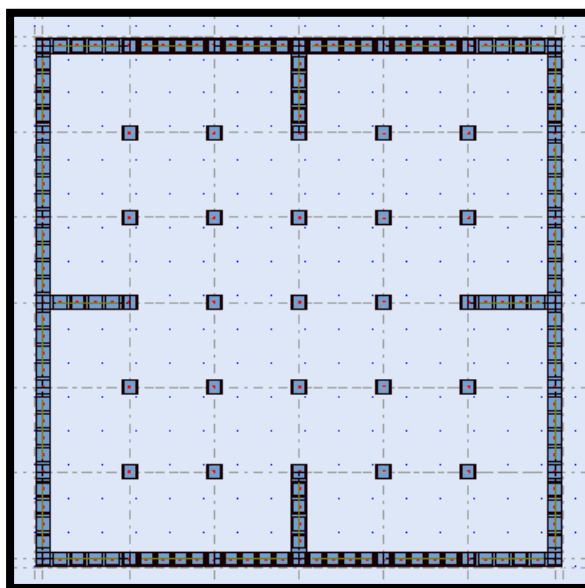


Figure V.3: position des voiles

**Tableau V.2: Résultats de l'analyse des variantes.**

Variante s	Fréquences [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
Variante N°01	29.60	0,05	94.01	69.18	0,0	24.84	22.23	0,0

Période fondamentale de la structure = 0,05 sec.

Selon le **RPA 99 / version 2003 Article (4.2.4.b)** : la valeur de **T** calculée ne doit pas dépasser **30%** de celle estimée à partir des formules empiriques.

$$T = 0,05 \times 1,3 = 0,065 \text{ sec}$$

### V.7. Classification du système de contreventement :

Selon l'**article 3.4 du RPA 2003**, l'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement « **R** ».

Nous allons comparer la reprise des sollicitations due aux charges verticales des voiles par rapport aux poids total de la structure :

**Tableau V.3 : la vérification du poids de la structure.**

	la construction total ( $W_t$ )	Les voiles ( $W_v$ )	20% la construction total	verification
Effort vertical total à la base [kN]	18962.25	848400,00	3792.45	<b><math>W_v &gt; 20\% \cdot W_t</math></b>

Selon l'**article 3.4.A.2 du RPA 2003**, si les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, nous sommes donc dans le « **système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé** ». Avec **R = 5**. Le modèle est relancé avec un coefficient de comportement égal à **R = 5**

### V.8 Calcul du poids de la structure **W** :

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec :  $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes.

$W_{Qi}$  : Poids dû aux charges d'exploitation.

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le **Tableau (4.5) du RPA**.

D'après RPA99 ;  $\beta = 0$

$\sum W_{Gi}$  : Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$  : Résultante des réactions verticales due aux charges d'exploitation

Les masses sont calculées par le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014.

**Tableau V.4:** Poids des différents niveaux de la structure.

Niveaux (m)	W étage (Kg)
1	1896224.92
$\sum W_i$	1896224.92

### V.9. Caractéristiques géométriques de la structure :

#### ✓ . Calcule de centre de torsion :

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum (I_{xi} \cdot X_i)}{I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum (I_{yi} \cdot Y_i)}{I_{yi}}$$

Avec :

$X_t$  : L'abscisse du centre de torsion.

$Y_t$  : L'ordonnée du centre de torsion.

$I_{xi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

$I_{yi}$  : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

$x_i$  : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

$y_i$  : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

◆ **Pour les voiles :** Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b \cdot x L^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{L_x b^3}{12}$$

- ✓ . **Calcul de l'excentricité** : Selon le **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :
  - ◆ Excentricité théorique.
  - ◆ Excentricité accidentelle.
- ✓ . **Excentricité théorique** :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

$X_m, Y_m$ : Les coordonnées du centre de masse.

$X_t, Y_t$ : Les coordonnées du centre de torsion.

- ✓ . **Excentricité accidentelle** :

D'après le **RPA99 version 2003 (formule 4.3.7)**, On a :  $e_{acc} = 5\% \cdot L$  Avec :

$$L_x = 30.81 \text{ m} \Rightarrow e_{acc.x} = 0,05 \times 30.81 = 1,541 \text{ m}$$

$$L_y = 30.81 \text{ m} \Rightarrow e_{acc.y} = 0,05 \times 30.81 = 1,541 \text{ m}$$

**Coordonnées du nœud maître** : Si On a :  $e_{th} < e_{acc} \Rightarrow X_{NM} = X_t + e_{acc}$

- ✓ . **Centre de masse** :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales. Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; planchers, poteaux, poutres, murs. ...etc.

Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot X_{Gi})}{\sum W_i} \quad \text{et} \quad Y_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot Y_{Gi})}{\sum W_i}$$

$W_i$  : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

$X_{Mi}, Y_{Mi}$ : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré par rapport au repère choisi.  $X_{Gi}, Y_{Gi}$ : coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

- ✓ . **Caractéristiques de la structure** :

Sont obtenus par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014** :

Tableau V.5: Caractéristiques géométriques de la structure.

Niveaux	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	X <sub>m</sub> [m]	Y <sub>m</sub> [m]	X <sub>t</sub> [m]	Y <sub>t</sub> [m]	e <sub>xt</sub> [m]	e <sub>yt</sub> [m]	e <sub>acc.x</sub>	e <sub>acc.y</sub>
1	5.65	15.65	5.65	15.65	0.0	0.0	0.0	0.0

## V.10. Interprétation des résultats :

### V.10.1. Vérification de la résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modale, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 80\% V$$

#### ➤ Calcul La résultante de la force sismique totale :

Le poids total de la structure est donné par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014** :

$$G = 17677.52 \text{ KN}$$

$$Q = 918.09 \text{ KN}$$

$$W = G + 0.2 \times Q = 17861.14 \text{ KN}$$

#### ➤ . La méthode statique équivalente :

##### • La force sismique totale $V$ :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Donc :

$$V_{Xst} = V_{Yst} = \frac{0,25 \times 2,66 \times 1,15}{5} \times 17861.14 = 2731.86 \text{ KN}$$

$$80\% \cdot V_{st} = 2185.488 \text{ KN}$$

#### ➤ . La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Structural Analyses Professional 2014 résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x.dyn} = 3351.76 \text{ KN} \text{ et } V_{y.dyn} = 77.21 \text{ KN}$$

##### ♦ sens longitudinal X-X :

$$V_{x.dyn} = 3351.76 \text{ KN} > 80\% V_{x.st} = 2185.488 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

♦ **sens transversal Y-Y :**

$$V_{y,dyn} = 77.21 \text{ KN} > 80\%V_{y,st} = 2185.488 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**V.10.2. Nombre de modes à considérer :**

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.3.4)**, Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ♦ la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ♦ le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20\text{sec}$$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 1 niveaux)

Tk : le période du mode.

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{1} = 3 \Rightarrow K \geq 3 \text{ modes}$$

**V.10.3. Pourcentage des masses modales effectives :**

Pour ce qui concerne les modes propres nous devons avoir :

- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le **mode 1**.
- **UX > 60%** ou **UY > 60%** dans le **mode 2**.
- **RZ < 10 %** dans les deux premier modes.

La somme des **UX** et des **UY** doit être supérieure à **90%**

Résultats de l'analyse dynamique par le logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2014**.

*Tableau V.6: Période et facteur de participation massique.*

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse modale effective (%)			Somme des Masses modales effectives (%)		
			Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	20.71	0,05	21.20	21.14	0.0	21.20	21.14	0.0

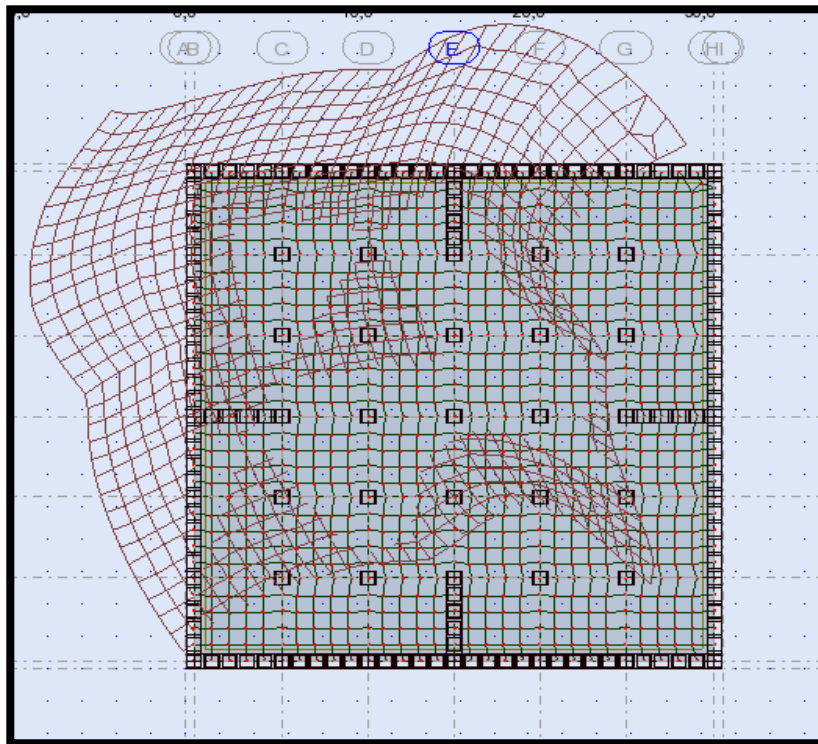
**Modes : 01**

Figure V.4: 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

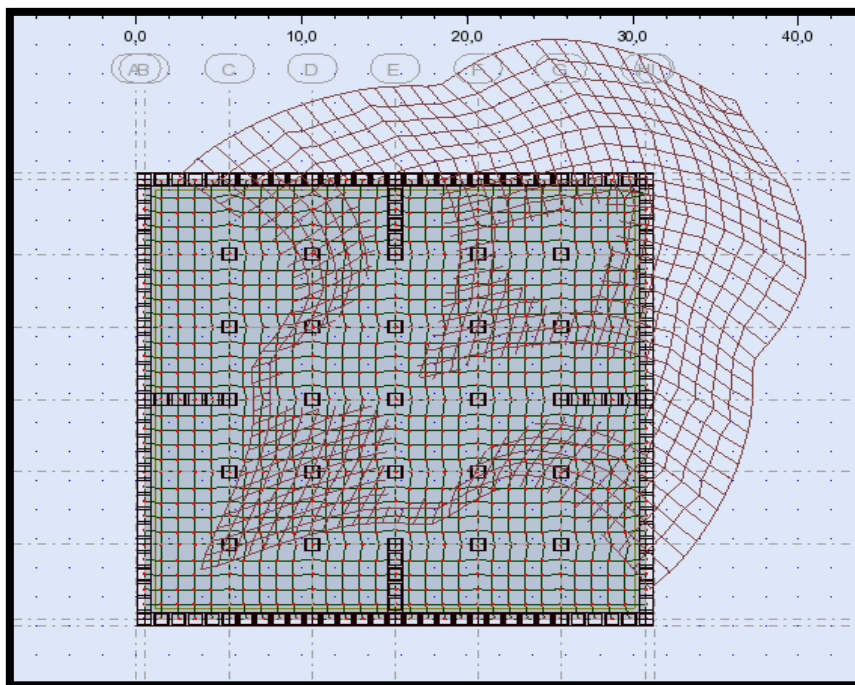
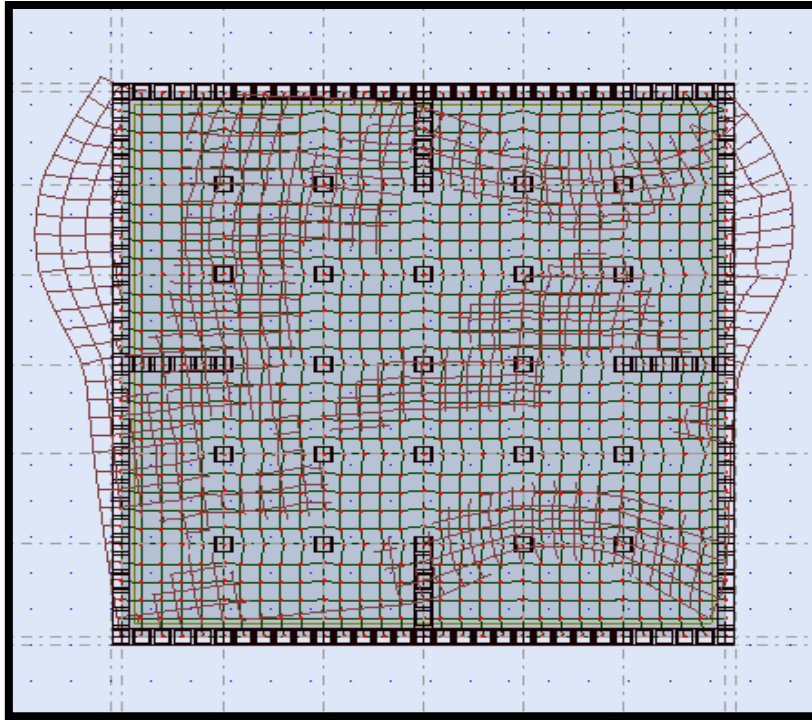
**Modes : 02**

Figure V.5: 2<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques.

**Modes : 03**



*Figure V.6: 3<sup>ème</sup> mode de déformation de la structure à cause des efforts sismiques niveaux terrasse vue : X-Y.*

### V.11.Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter –étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1. la stabilité structurelle.
2. l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.
3. le confort humain durant et après les effets du séisme.

#### ◆ Déplacement horizontal :

D'après le **RPA 99 V2003 Article (A. 4.4.3)**, le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :  $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

Avec :  $\delta_k$  : Déplacement horizontal au niveau k.

$\delta_{ek}$  : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques  $F_i$  obtenu par Robot Structural Analyses Professional 2014.

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

◆ **Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) :** est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

♦ **Déplacement relatif admissible (toléré) :**

En effet, selon l'Article (5-10) du RPA99 Version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 1\% h_e \text{ Avec } h_e: \text{ Hauteur d'étage.}$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

**Tableau V.7:** Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens X (Combinaison Ex) ».

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)		$\delta_k$ (cm)		$\Delta_k$ (cm)		$\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (cm)	Observation
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
1	0,2	0,1	1	0,5	0,8	0,5	7	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

**Tableau V.8:** Justification vis-à-vis le déplacement « séisme sens Y (Combinaison Ey) ».

Niveau	$\delta_{ek}$ (cm)		$\delta_k$ (cm)		$\Delta_k$ (cm)		$\bar{\Delta} = 1\% h_e$ (cm)	Observation
	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y	Sens-x	Sens-y		
1	0,2	0,1	1	0,5	0,8	0,5	7	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

**V.12. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :**

D'après le RPA 99 Version 2003 Article (A. 4.2.5), La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

• **Calcul V:**

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \rightarrow \begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{Si: } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{Si: } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

**T** : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a :  $T = 0.113 \text{ sec} < 0.70 \text{ sec} \rightarrow F_t = 0$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau *i* est donnée par l'expression:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$F_i$  : force horizontale au niveau  $i$ ,

$W_i$  : Poids propre de l'étage  $i$  ;

$h_i$  : Hauteur de l'étage ;

$V$  : Force sismique totale.

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure,

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{(V - 0) \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_i = \frac{V \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$V_{x,dyn} = 3351.76 \text{ KN} \text{ et } V_{y,dyn} = 77.21 \text{ KN}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

*Tableau V.9: Efforts tranchants résultants.*

Niveau	$W_i$ (KN)	$h_i$ (m)	$W_i \times h_i$	$F_{ix}$ (KN)	$F_{iy}$ (KN)
W	18595.61	7	130169.27	4022.12	4065.58

### V.13. Distribution horizontale des forces sismiques :

D'après le **RPA 99 Version 2003 Article (4.2.6)**, L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$  est donné par la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

$F_t$  : force concentrée au sommet de la structure,

$V_k$  : L'effort tranchant au niveau de l'étage  $k$

$V$  : Force sismique totale.

On a :

- $F_t = 0$
- $V_k = \sum_{i=k}^n F_i / V_{kx} = \sum_{i=k}^n F_{ix} / V_{ky} = \sum_{i=k}^n F_{iy}$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

**Tableau V.10:** résultante des forces sismiques

Niveau	$h_i$ (m)	$F_{ix}$ (KN)	$F_{iy}$ (KN)	$V_{kx}$ (KN)	$V_{ky}$ (KN)
1	7	4022.12	4065.58	4022.12	4065.58

**V.14. Justification de la stabilité au renversement :**

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

- **Moment résistant :**

$$M_{\text{rés}.x} = W_T \frac{L}{2}$$

- **Sens x-x:**

$$M_{\text{rés}.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{\text{rés}.x} = 18962.25 \times \frac{30.80}{2} = 292018.65 \text{KN.m}$$

- **Sens y-y:**

$$M_{\text{rés}.y} = W_T \frac{L_y}{2}$$

$$M_{\text{rés}.y} = 18962.25 \times \frac{30.80}{2} = 292018.65 \text{KN.m}$$

- **Moment de renversement :**

$$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$$

**Tableau V.11:** Moments de renversement  $M_{\text{renv}_x}$  et  $M_{\text{renv}_y}$ .

Niveau	$h_i$ (m)	$F_{ix}$ (KN)	$F_{iy}$ (KN)	$M_{\text{renv}_x}$ (KN.m)	$M_{\text{renv}_y}$ (KN.m)
1	7	3351.76	3387.99	23462.32	23715.93
Total	$M_{\text{renv}} = \sum F_i \cdot h_i$			23462.32	23715.93

➤ **Sens x-x:**

$$M_{renv.x} = \sum F_{ix} \cdot h_i = 28154.84 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_{resist}}{M_{renv}} = \frac{292018.65}{23462.32} = 12.44 > 1,50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Sens y-y:**

$$M_{renv.y} = \sum F_{iy} \cdot h_i = 28459.06 \text{KN.m}$$

$$\frac{M_{resist}}{M_{renv}} = \frac{292018.65}{23715.93} = 12.31 > 1.50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ La stabilité de la structure au renversement est vérifiée

**V.15. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

**V.15.1. Définition :**

C'est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

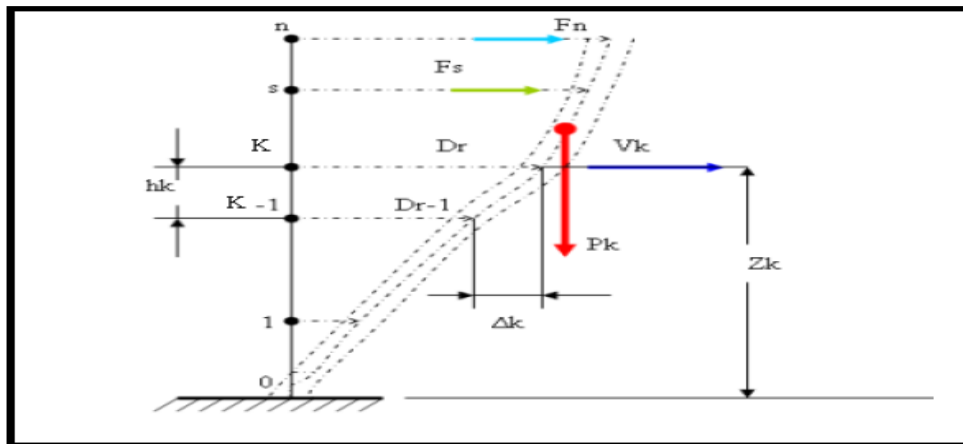


Figure V.7: Effet P-Δ.

Selon le **RPA 99 / version 2003 Article (5.9)** Les effets du **2° ordre** (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$P_k$  : Poids total de la structure et  $\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$

des charges exploitations associées au dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau "k "

$$V_k = F_i + \sum_{i=k}^n F_i$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

$h_k$  : Hauteur de l'étage k

- Si :  $0,10 < \theta_k \leq 0,20$  , les effets P-  $\Delta$  peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1<sup>o</sup> ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$ .
- Si :  $\theta_k > 0,20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau V.12:** Justification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$  sens X (Combinaison Ex).

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{.kx}(\text{KN})$	$h_k(\text{cm})$	$\theta_k$
1	18595.61	0,8	3351.76	700	0,00

**Tableau V.13:** Justification vis-à-vis de l'effet P-  $\Delta$  sens Y (Combinaison Ey).

Niveau	$P_k(\text{KN})$	$\Delta_k(\text{cm})$	$V_{.ky}(\text{KN})$	$h_k(\text{cm})$	$\theta_k$
1	18595.61	0,5	3387.99	700	0,00

On remarque que  $\theta_k \leq 0,1$  pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- $\Delta$  peut être négligé pour les deux directions.

#### V.16. Conclusion :

Suivant les vérifications imposées par le Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 / version 2003) notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

## **CHAPITRE VI**

# **Etude de cas et Ferrailage des éléments principaux**

**Chapitre VI :****Etude de cas et Ferrailage des éléments principaux.****VI.1.Introduction :**

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

**VI.2.Etude des poutres :**

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel " **Autodesk Robot Structural Analysais 2014** ", qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA 99/2003 et BAEL91 qui sont :

$$- GQEx : G + Q \bar{F} Ex ;$$

$$- GQEy : G + Q \bar{F} Ey ;$$

$$- 0.8GEx : 0,8G \bar{F} Ex ;$$

$$- 0.8GEy : 0,8G \bar{F} Ey ;$$

$$- ELU : 1,35G + 1.5Q ;$$

$$- ELS : G + Q.$$

$$- GQ1.2Ex : G + Q \bar{F} 1.2 Ex$$

$$- GQ1.2Ey : G + Q \bar{F} 1.2 Ey$$

Pour notre projet on a deux types de poutres à étudier :

- ✓ Poutres principales (30×50) ;

**VI .2.1.Recommandation du RPA99/2003 :**✓ **Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la

Poutre est de 0.5% en toute section.  $A_{t\min} = 0,005 \cdot S \cdot b$  ;

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

– 4% en zone courante ;

– 6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de  $40\Phi$  en zone I.

✓ **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

Avec :

$b$  : largeur de la poutre ;

$S_t$  : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

–  $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_1^{\min})$  en zone nodale ;

–  $S_t \leq h/2$  en dehors de la zone nodale.

Avec :  $h$  : hauteur de la poutre.

$\Phi_1$  : valeur du plus petit diamètre des armatures longitudinales utilisé et dans le cas d'une

Section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers

Comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues [92]}$$

**VI .2.2.Sollicitations de calculs :**

*Tableau VI.1 : Sollicitations des poutres.*

Niveau	Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale	
			Appuis	Travée
Etage	ELU	$M_{\max}$ [kN.m]	<b>64.01</b>	<b>42.42</b>
	ELS	$M_{\max}$ [kN.m]	<b>45.74</b>	<b>29.82</b>
	Accidentelle	$M_{\max}$ [KN.m]	<b>42.55</b>	<b>18.69</b>

**VI.2.3.Exemple de calcul :**

• **Armatures longitudinales :**

Suivant le RPA

-Poutres principales :  $A'_{\min} = 0.005 \times 50 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$

Suivant le **BAEL** :

-Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{2.5}{400} \times 30 \times 45 = 1.94 \text{ cm}^2$$

**A) En travée:**▪ **ELU :**

$$M_{u.t} = 42.42 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{42.42 \cdot 10^3}{14.2 \cdot 30 \cdot (45)^2} = 0.049$$

$$\mu = 0.049 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.063$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.975$$

$$A_{cal}^t = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{42.42 \times 10^3}{348 \times 0.975 \times 45} = 2.78 \text{ cm}^2$$

▪ **ELA :**

$$M_{acc.t} = 18.69 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18.69 \cdot 10^3}{14.2 \times 30 \times (45)^2} = 0.022$$

$$\mu = 0.022 < \mu_L = 0.392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{18.69 \times 10^3}{348 \times 0.988 \times 45} = 1.21 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min}) = 7.50 \text{ cm}^2$$

▪ On adopter:  $A_{st} = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2$

**B) Sur appuis :**▪ **ELU :**

$$M_{u.t} = 64.01 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{64.01 \times 10^3}{14.2 \times 30 \times (45)^2} = 0.074$$

$$\mu = 0.074 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.098$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.961$$

$$A'_{cal} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{64.01 \times 10^3}{348 \times 0.961 \times 45} = 4.25 \text{ cm}^2$$

▪ **ELA :**

$$M_{acc.t} = 42.55 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{42.55 \times 10^3}{14.5 \times 30 \times (45)^2} = 0.048$$

$$\mu = 0.048 < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.062$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.975$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{42.55 \times 10^3}{348 \times 0.975 \times 45} = 2.79 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min}) = 7.5 \text{ cm}^2$$

▪ On adopter:  $A_{st} = 5\text{HA}14 = 7.70 \text{ cm}^2$

▪ **ELS :**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant  $\sigma_s$ .

- - la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

**Tableau VI.2: Récapitulatif de vérification.**

	A	M <sub>u</sub>	M <sub>ser</sub>	γ	ᾱ	Condition
<b>Travée</b>	0.063	42.42	29.82	1.42	0.21	<b>Condition Vérifiée</b>
<b>Appui</b>	0.098	64.01	45.74	1.40	0.20	<b>Condition Vérifiée</b>

#### VI.2.4. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

✓ On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9 \cdot d} \right)$$

$$A_t = 6.79 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15}{400} \left( 65.77 + \frac{64.01}{40.5} \right) = 0.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

### VI.2.5. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne:

Nous avons

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{65.77 \times 1000}{300 \times 450} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

### VI.2.6. Section et écartement des armatures transversales $A_t$ :

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{50}{35}; \frac{30}{10}; 14 \right) \implies \min (14.2; 30; 14)$$

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE400

➤ **L'espacement des armatures transversales :**

➤ **Zone nodale :**  $\delta_{t4} \leq \min \left( \frac{h}{4}; 12 \cdot \phi \right) = \min \left( \frac{50}{4}; 12 \times 1.4 \right) = 12.5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 12.5 \text{ cm}$

➤ **Zone courante :**  $\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow \delta_t = 25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 25 \text{ cm}$

**Donc :**

- $\delta_t = 25 \text{ cm}$  en zone courante ;
- $\delta_t = 12.5 \text{ cm}$  en zone nodale.

### VI.2.7. Vérification des armatures transversales :

✓ **Zone nodale :**

**At = 0.003. s.b**

$$A_{t \min} = 0.003 \cdot 30 \cdot 12.5 = 1.125 \text{ cm}^2 ; \text{ dans la zone nodale on adopte : } 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Zone courante :**

**At= 0.003. s.b**

$A_{r_{min}} = 0.003 \cdot 30 \cdot 25 = 2.25 \text{ cm}^2$  ; dans la zone nodale on adopte :  $3HA8 = 2.36 \text{ cm}^2$

✓ **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r > 40\phi$  en zone II

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$  on adopte **Lr = 50 cm**

$L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$  on adopte **Lr = 50 cm**

**Remarque :**

Étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est les mêmes que celle déjà montrée ci-dessus ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

**VI.2.8. Tableau Récapitulatif :**

• **ELU :**

*Tableau VI.3: Les barres choisies pour les poutres.*

Type des poutres		$A_{min}$ [cm <sup>2</sup> ]		$A_{cal}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{adopté}$ [cm <sup>2</sup> ]	Barres choisies	$A_{cor}$ [cm <sup>2</sup> ]	$L_r$ cm
		BAEL	RPA	Etage	Etage		Etage	
Poutres principales	Travée	1.94	7.50	4.3	7.5	3HA14+2HA12	6.88	50
	Appui	1.94	7.50	5.2	7.5	3HA14+2HA12	6.88	50

*Tableau VI.4: Récapitulatif de vérification à ELS.*

Type des poutres		$\alpha$	$M_u$	$M_{ser}$	$\bar{\alpha}$	Condition
		Etage	Etage	Etage	Etage	
Poutres principales	Travée	0.063	42.42	29.82	0.21	Condition Vérifiée
	Appui	0.098	64.01	45.74	0.20	Condition Vérifiée

### VI.2.9.Schéma de ferrailage structure (Etage) :

- Poutres Principales :

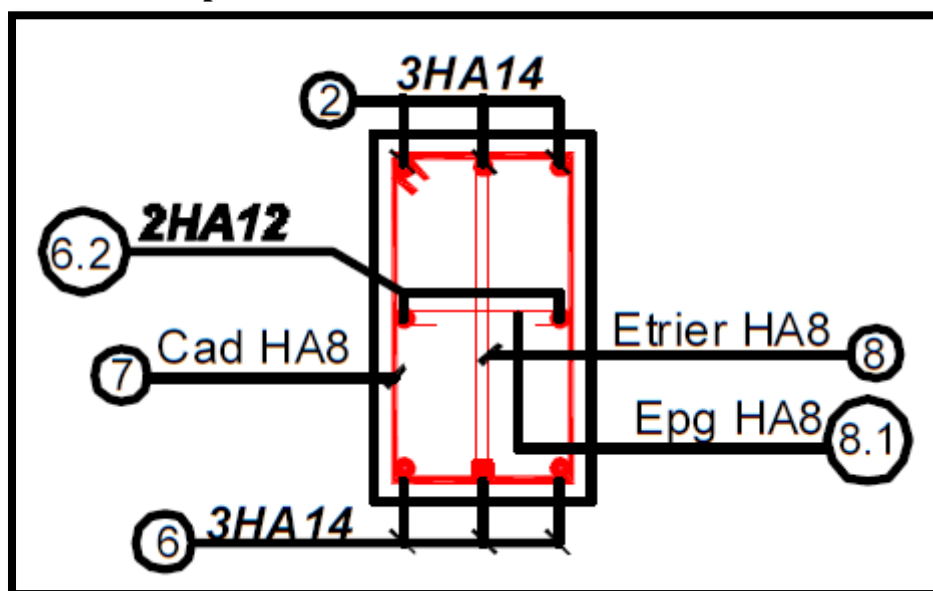


Figure VI.1 : Ferrailage de poutre principale.

### VI.3.Etude des poteaux :

#### VI.3.1.Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges supportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables.

#### VI.3.2.Aspect réglementaire :

- Les combinaisons accidentelles :
- Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

- E.L.A :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$$

- Les combinaisons fondamentales :

- **Suivant le BAEL :**

E.L.U :  $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S :  $G + Q$

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- 1<sup>ère</sup> cas :  $N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$  ;
- 2<sup>ème</sup> cas :  $M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}$  ;
- 3<sup>ème</sup> cas :  $M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$  ;
- 4<sup>ème</sup> cas :  $N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$  .

- ❖ **Armatures longitudinales :**

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de 12mm.

- ✓ Armatures minimales : **0.8% en zone II** ;
- ✓ Armatures maximales :  $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

- ✓ Longueur de recouvrement est de  $40\phi$  en zone I ;
- ✓ Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

- ❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- $V_u$  : effort tranchant de calcul;
- $h_L$  : hauteur totale de la section brute;
- $f_e$  : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;
- $P_a$  : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux
- dans la direction considérée  $P_a = 2,5$  si  $\lambda_g \geq 5$  et à  $3,75$  dans le cas contraire.

-  $\delta_t$  : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L; 15\text{cm}) \text{ En zone II}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L\min}$$

$\phi_{L\min}$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- la quantité d'armatures transversales minimales est:

$$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b} \text{ En \% et est donnée comme suit :}$$

$$\text{- Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\%$$

$$\text{- Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\%$$

$$\text{- Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limitent précédentes}$$

$\lambda_g$  : est l'élançement géométrique du poteau

$$\text{Avec : } \lambda_g = \left( \frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

**h** et **b** sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et  $l_f$  longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de  $10 \cdot \phi_t$  minimum.

### VI.3.3. Les sollicitations :

- ✓ **Poteaux (50×50) forme carre :**

*Tableau VI.5 : Sollicitations des poteaux (50x50).*

Cas	Efforts	ELU	ELS	ELA
<b>Cas 1</b>	$N_{\max}$ [kn]	71.14	52.51	55.38
	$M_{y\text{cor}}$ [kn.m]	0.39	0.09	5.40
	$M_{z\text{cor}}$ [kn.m]	4.49	17.08	6.37
<b>Cas 2</b>	$M_{z\text{max}}$ [kn.m]	183.45	122.67	35.59
	$M_{y\text{cor}}$ [kn.m]	4.70	3.18	1.36
	$N_{\text{cor}}$ [kn]	67.70	50.20	53.57

<b>Cas 3</b>	$M_{y_{max}}$ [kn.m]	183.44	122.66	12.70
	$M_{z_{cor}}$ [kn.m]	4.69	3.17	0.71
	$N_{cor}$ [kn]	67.69	50.20	39.95
<b>Cas 4</b>	$N_{min}$ [kn]	17.57	12.92	7.88
	$M_{z_{cor}}$ [kn.m]	7.29	3.51	17.60
	$M_{y_{cor}}$ [kn.m]	0.42	0.30	0.20

✓ **Poteaux (Ø50) forme circulaire :**

*Tableau VI.6 : Sollicitations des poteaux (Ø50).*

CAS	Efforts	ELU	ELS	ELA
<b>Cas 1</b>	$N_{max}$ [KN]	358.35	258.73	231.74
	$M_{Y_{cor}}$ [KN.m]	2.40	1.59	0.38
	$M_{Z_{cor}}$ [KN.m]	2.40	1.59	1.48
<b>Cas 2</b>	$M_{Z_{max}}$ [KN.m]	183.45	122.67	35.59
	$M_{Y_{cor}}$ [KN.m]	4.70	3.18	1.36
	$N_{cor}$ [KN]	67.70	50.20	53.57
<b>Cas 3</b>	$M_{Y_{max}}$ [KN.m]	183.45	122.67	29.00
	$M_{Z_{cor}}$ [KN.m]	4.70	3.18	1.09
	$N_{cor}$ [KN]	67.70	50.20	39.07
<b>Cas 4</b>	$N_{min}$ [KN]	26.26	17.17	44.72
	$M_{Z_{cor}}$ [KN.m]	1.65	1.10	4.91
	$M_{Y_{cor}}$ [KN.m]	5.52	1.52	0.81

#### VI.3.4.Exemple de calcul :

➤ **.Etat Limite De Stabilité De Forme :**

Les sections soumises à des efforts normaux de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant une excentricité totale de calcul :  $e = e_1 + e_a + e_2$ .

**Avec :**

$e_1$  : excentricité du premier ordre ;

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u}$$

$e_a$  : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales ;

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right)$$

$e_2$  : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau;

$l_f$  : longueur de flambement du poteau;

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement;

$\alpha$  : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient  $\alpha$  est compris entre 0 et 1;

$\phi$  : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi :  $N_u$  inchangé ,  $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$ .

**1<sup>er</sup> cas: 1,35G+1,5Q**

$$N_{max} = 71.14 \text{ KN}; M_{ucorr} = 4.49 \text{ KN.m}; M_{ser} = 17.08 \text{ KN.m}$$

• **Calcul de L'excentricité :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{4.49}{71.14} = 0.063 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = \max \left( 2 \text{ cm}, \frac{700}{250} \right) = \max(2, 2.8)$$

$$e_a = 2.8 \text{ cm} = 0.028 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left( 1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left( 1 - \frac{4.49}{1.5 \times 17.08} \right)$$

$$\alpha = 1.75;$$

$$\phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 7.00)^2}{10000 \times 0.5} (2 + 1.75 \times 2)$$

$$e_2 = 0.08$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = \mathbf{0.171 \text{ m}}$$

• **Calcul de coefficient de remplissage  $\psi$  :**

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{71.14 \times 10^3}{500 \times 500 \times 14.2} = 0.020$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0.81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

• **Calcul l'excentricité critique relative  $\zeta$  :**

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0.020}}{23.84} = 0.166$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0.166 \times 0.50 = 0.083$$

$$e = 0.171m > e_{Nc} = 0.082 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2$  x périmètre de la section.

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0.50 + 0.50) \times 2] = 8\text{cm}^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{50 \times 50}{1000}; 50 \times 50 \frac{2.1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{ 2.5\text{cm}^2; 13.13\text{cm}^2 \}$$

$$A_{s,\min} \geq 13.13\text{cm}^2$$

❖ **Suivant le RPA :**

• **Armatures maximales :**

\* **en zone courante :**

$$A_s \leq A_{max} = 4\% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100\text{cm}^2$$

\* **en zone de recouvrement :**

$$A_s \leq A_{max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150\text{cm}^2$$

Le diamètre minimum :  $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ .

• **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = 0.7\% \times (b \cdot h) = 0.007 \times 50 \times 50 = 17.5\text{cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$A_s \geq A_{s,\min} = 17.5\text{cm}^2$$

On adopte:  $A_s = 12\text{HA}14 = 18.47\text{cm}^2$

❖ **Détermination de la section d'armatures poteau circulaire :**

On détermine la section d'armature du fut selon les abaques de Walther :

$$AS = \frac{\pi D^2 f_c 28 \omega}{F_e}$$

On tire à partir de l'abaque de Walther la valeur de  $\omega = 0.025$

$$A_s = 70.65\text{cm}^2$$

Donc choix du ferrailage est :  $16T25 = 78.54 \text{ cm}^2$

❖ **Condition de non fragilité**

$$Ft28 = 0.6 + 0.06f_c28$$

$$A_s = 0.23 \frac{\pi D^2 f_t 28}{F_e} = 37.92 \text{ cm}^2 < A_s \text{ Donc la condition est vérifiée.}$$

❖ **Les armatures transversales**

$$\phi \geq 25/3 = 8.33 \text{ mm}$$

On prend des cercles T10, avec un espacement de 20 cm

➤ **.Vérification vis -à vis de l'état limite de service :**

✓ **.Contrainte maximale de compression de béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_28$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.33$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 50 \times 50 + 15 \times 18.47 \Rightarrow S = 2777.05 \text{ Cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = 0.113 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[ A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 61384.25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{sup} = 2.36 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{inf} = 1.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{sup}, \sigma_{inf}) = 2.36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Contrainte maximale de traction des aciers :**

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_1 = 28.3 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$V_2 = 21.7 \text{ cm}$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} + \frac{M_{ser} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 46.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[ \frac{N_{ser}}{B_0} - \frac{M_{ser} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 25.14 \text{ MPa}$$

$\text{Max}(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 46.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.66 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Condition vérifiée

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$L_f = 0,7 \times 7 = 4.9 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{490}{50} = 9.8 > 5$$

$$\text{donc : } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

❖ **Suivant le BAEL :**

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 21 \text{ mm}$$

$$t \leq \min(18; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm})$$

$$t \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Suivant le RPA :**

• **Zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15 \text{ cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 14 \text{ mm}$$

$$t \leq \min(14; 15 \text{ cm})$$

$$t \leq 14 \text{ cm} \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

• **Zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$$

✓ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ cm}$$

Donc on prendra **HA 08**

✓ **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3.75 \times 67.16 \times 0,1}{50 \times 400} \times 10^{-2} = 0,013 \text{ cm}^2$$

✓ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{490}{50} = 9.8 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t.b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% t.b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,3\% t.b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 8HA8 = 4,02 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 1.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochés à 135° ayant une longueur de  $10\phi_t$

➤ **Calcul récapitulatif des sections des armatures des poteaux :**✓ **Poteaux (50x50) :**

*Tableau VI.7 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (50x50).*

CAS	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub>	Longueur de Rec (cm)
CAS1	8	17.5	12HA14	18.47	HA14 : (60 cm)
CAS2	8	17.5	12HA14	18.47	HA14 : (60 cm)
CAS3	8	17.5	12HA14	18.47	HA14 : (60 cm)
CAS4	8	17.5	12HA14	18.47	HA14 : (60 cm)

➤ **Vérification à l'ELS :**

*Tableau VI.8 : Vérification des contraintes des poteaux (50x50)*

Cas	N ser	M ser	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
1	52.51	17.08	2.36	15	46.06	201.66
2	50.20	122.67	2.25	15	117.40	201.66
3	50.20	122.66	2.25	15	117.40	201.66
4	12.92	3.51	0.58	15	10.83	201.66

✓ **Poteaux (Ø50) :**

*Tableau VI.9 : Calcul et choix des sections d'armatures des poteaux (Ø50).*

CAS	A <sub>cal</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>adopté</sub>	Longueur de Rec (cm)
-----	-------------------------------------	---	-------	---------------------	----------------------

<b>CAS1</b>	0.13	1.5	<b>10HA16</b>	12.32	HA14 : (60 cm)
<b>CAS2</b>	0.13	1.5	<b>10HA16</b>	12.32	HA14 : (60 cm)
<b>CAS3</b>	0.13	1.5	<b>10HA16</b>	12.32	HA14 : (60 cm)
<b>CAS4</b>	0.13	1.5	<b>10HA16</b>	12.32	HA14 : (60 cm)

### VI.3.5.Vérification à l'ELS :

*Tableau VI.10 : Vérification des contraintes des poteaux (Ø50).*

Cas	N ser	M ser	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$
<b>1</b>	231.74	1.59	10.32	15	115.97	201.66
<b>2</b>	53.57	122.67	2.40	15	119.61	201.66
<b>3</b>	39.07	122.67	1.75	15	866.57	201.66
<b>4</b>	44.72	1.52	2.00	15	30.16	201.66

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

- ✓ **Poteaux (50x50) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{67.16}{0,5 \times 0,45} = \mathbf{0.29 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = \mathbf{2.5 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

- **Vérification de l'effort normal:**

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{52.51}{2500 \times 25} = 0.0008 \leq 0,30$$

- ✓ **Poteaux (Ø50) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{48.11}{0,5 \times 0,45} = \mathbf{0.21 \text{ MPa}}$$

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right\} = 2.5MPa$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$  ..... Condition vérifiée

• Vérification de l'effort normal :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$$v = \frac{258.73}{2304 \times 25} = 0.004 \leq 0,30$$

VI.3.6.Schéma de ferrailage

✓ Poteaux (50x50)

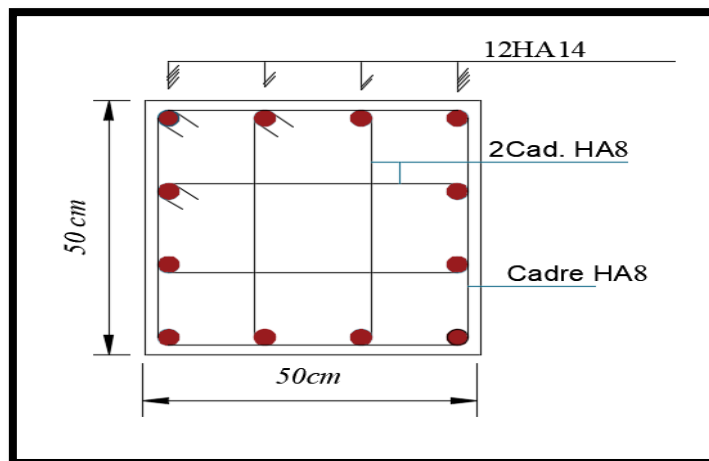


Figure VI. 2 : Ferrailage des poteaux (50x50).

✓ Poteaux (Ø50)

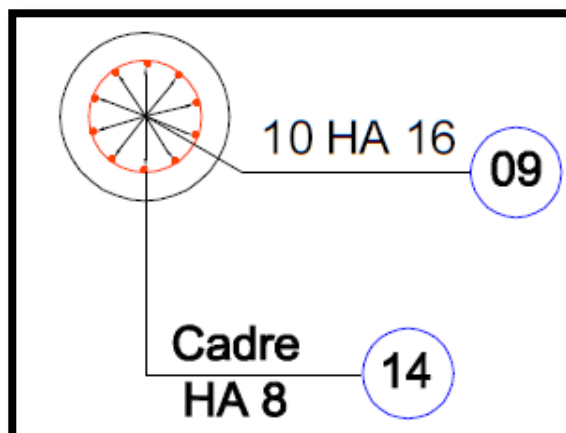


Figure VI. 3 : Ferrailage des poteaux (Ø50).

VI.4.Les voiles :

### VI.4.1.Introduction :

L'intensité des forces sismiques agissant sur un ouvrage lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

- ✓ Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales;
- ✓ Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

### VI.4.2.Recommandation du RPA99/2003 :

#### a. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :  $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

**l t** : Longueur de la zone tendue;

**e**: Épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement :  $S_t < e$  (e: épaisseur de voile).

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

#### b. Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$  i .

**c. Les armatures transversales :**

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par  $1m^2$  au moins.

**d. Les armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = I \cdot IV / f_e$$

**e. Règles communes (armatures verticales et horizontales) :**

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales)

$A_{min} = 0.15\%(b \times h)$  → Globalement dans la section du voile ;

$A_{min} = 0.10\%(b \times h)$  → En zone courante.

❖ **L'espacement :**

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par  $m^2$ .

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

❖ **Longueurs de recouvrement :**

-  $40\phi$ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible ;

$20\phi$ : Pour les barres situées dans

**VI.4.3. Les sollicitations :**

Les voiles seront calculés à la flexion composée uniaxiale en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

- **Cas 1** : N max – M correspondant;
- **Cas 2** : M max – N correspondant.

**Tableau.VI.11** : sollicitations maximales de calcul de voile le plus sollicité dans les deux sens.

Combinaison	1 cas		2 cas		Tmax (KN)
	Nmax (KN)	Mcorr (KNm)	Ncorr (KN)	Mmax (KNm)	
Réservoir Plein (Essais Hydraulique)					
ELU : 1.35G + 1.5Q + 1.5PH	610.03	661.96	562.49	403.40	602.18
ELS : G + Q + PH	446.27	107.82	410.20	281.27	405.41

Réservoir vide (Action de la poussée des terres)					
ELU : 1.35G + 1.5Q + 1.5PT	710.37	119.33	172.67	271.70	88.65
ELS : G + Q + PT	522.56	86.18	125.32	192.47	64.55
Réservoir en service (Pression hydraulique et Poussée des terres)					
ELU : 1.35G + 1.5Q + 1.5PH + 1.5PT	604.91	147.35	555.97	371.35	514.06
ELS : G + Q + PH + PT	442.85	98.08	405.86	259.91	348.66
Action sismique (Sens X)					
G+Q+Ex	407.50	21.94	163.52	90.18	65.41
0.8G+Ex	316.59	58.22	114.59	58.22	68.84
0.8G-Ex	609.92	500.51	609.92	500.51	300.67
Action sismique (Sens Y)					
G+Q+Ey	507.89	62.05	115.98	199.75	130.24
0.8G+Ey	384.76	67.21	80.87	132.71	88.93
0.8G-Ey	611.58	397.23	611.51	503.86	392.59

#### VI.4.4.Exemple de calcul d'un voile plein (Réservoir Plein) :

- ELU :

$$M = 661.96 \text{ KN.m}$$

$$N = 610.03 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.4 \times 4.5^3}{12} = 3.03 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.4 \times 4.5 = 1.80 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.1 \text{ m}$$

**Avec:**

I: Inertie du voile;

$\Omega$ : Surface en plan du voile ;

V: La position de l'axe neutre.

- **Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 8022.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -1244.66 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul de  $L'$  :

$$L_C = L \left( \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 5.33 \text{ m.}$$

$$L_t = L - L_C = 4.50 - 5.31 = -0.81 \text{ m}$$

$$d \leq \min \left( \frac{3}{2}, \frac{2 \times 5.33}{3} \right) = 1.5 \text{ m}$$

soit :  $d = 1.5 \text{ m}$

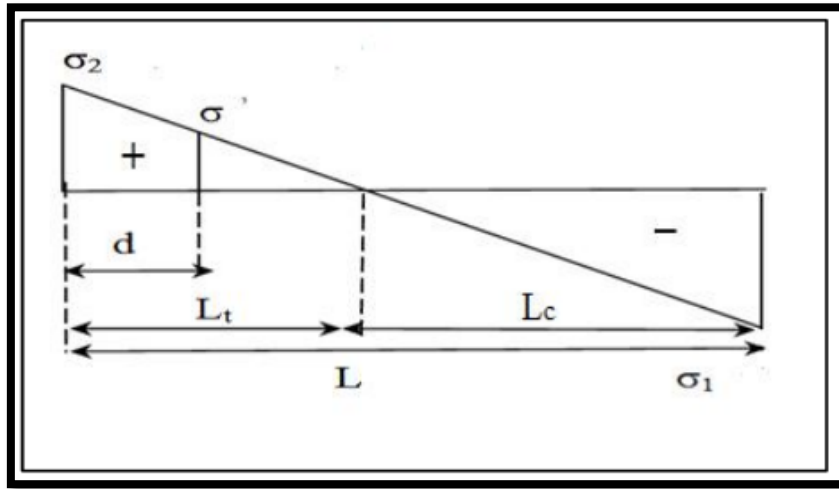


Figure VI.4 : diagramme d'une section partiellement comprimée

$L < d \Rightarrow$  on utilise la longueur de la partie tendue ( $L_t$ ) pour le calcul de ferrailage.

de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \sigma_2 \times e \times L_t = 40.33 \text{ KN}$$

$$A_s = T / (f_e / \gamma_b) = 0.15 \text{ cm}^2$$

**Le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)**

$$L = 81 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.20\% \times e \times L = 0.002 \times 40 \times 81 = 6.48 \text{ cm}^2$$

Donc on prend dans la zone tendue :  $A = \max (A_s ; A_{\min} ) = \max(0.15 ; 6.48)$

$$A_s = 6.48 \text{ cm}^2$$

- Globalement dans la section du voile :

$$A_s \geq 0.15\% \times e \times L = 0.0015 \times 40 \times 450 = 27 \text{ cm}^2$$

- ✓ En zone courante :

$$h' = h - 2L_t = 4.5 - 2 \times (-0.81) = 6.12 \text{ m}$$

$$A \geq 0.10\% \times e \times h' = 0.0010 \times 40 \times 612 = 24.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 40 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$L_2 = L - 2L_1 = 450 - (2 \times 45) = 360 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N \text{ (espacements)} : L_2/S_t = 360/30 = 12$$

On prend :  $N \text{ (espacements)} = 12$

$$\Rightarrow N \text{ (barres)} = N \text{ (espacements)} + 1 = 12 + 1 = 13$$

✓ **La zone d'about :**

$$S_t/2 = 15 \text{ cm}$$

$$L_1 = L/10 = 45 \text{ cm}$$

$$N \text{ (espacements)} = L_1/S_t = 3$$

On prend :  $N \text{ (espacements)} = 3$

$$\Rightarrow N \text{ (barres)} = N \text{ (espacements)} + 1 = 3 + 1 = 4$$

✓ **Le diamètre**

$$\emptyset \leq a/10 = 16 \text{ mm}$$

On adopte :  $\emptyset = 16 \text{ mm}$

✓ **Zone courante**

$$A_s = 13 \text{ HA } 16 = 26.14 \text{ cm}^2$$

✓ **La zone d'about**

$$A_s = 4 \text{ HA } 16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 2A_{\text{tend}} + A_{\text{comp}} = 2 \times 8.04 + 26.14 = 42.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\text{tot}} = 42.22 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} \text{ (globale)} = 27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

✓ **Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\tau = 0.15 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$  (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ, S_t \leq (1,5e, 30 \text{ cm}) \text{ donc : } \mathbf{S_t = 30 \text{ cm}}$$

$$A_t \geq 0.08 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

On adopte :  $= 4HA8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$

Soit :  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Vérification de l'espacement :**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifié

- **Le pourcentage minimum d'armatures :**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t,\min}(\text{RPA}) = 0.25\% \times b \times S_t = 0.75 \text{ cm}^2$$

#### VI.4.5. Schéma de ferrailage système portique :

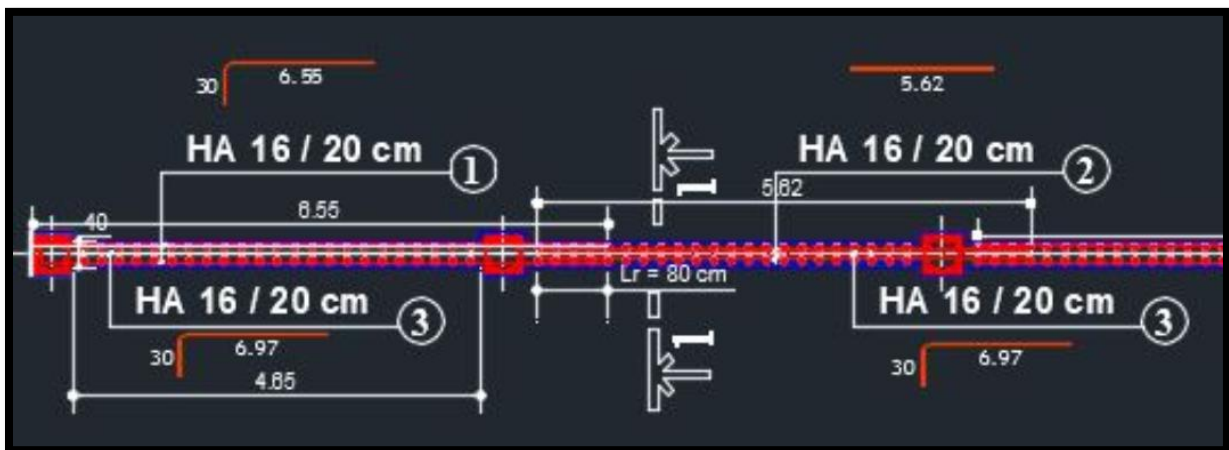


Figure VI.5: Schéma de ferrailage du voile.

#### VI.4 6.Exemple de calcul d'un voile avec ouvertures variante 2 :

➤ **Ferrailage des trumeaux : Panneau numéro**

- **ELA :**

$$M = 1174.76 \text{ KN.m}$$

$$N = 2037.16 \text{ KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.4 \times 4.5^3}{12} = 3.03 \text{ m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0.4 \times 4.5 = 1.80 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{L}{2} = \frac{4.5}{2} = 2.10 \text{ m}$$

- **Armatures verticales:**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 615.09 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = 64.44 \text{ KN/m}^2$$

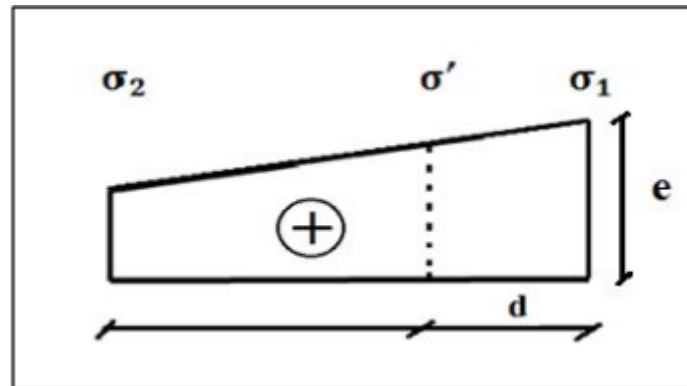


Figure VI.6: diagramme d'une section entièrement comprimée.

**Si :  $\sigma_1$  et  $\sigma_2 > 0$  → la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"**

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

$$L = 0 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.20\% \times e \times L = 0.002 \times 40 \times 0 = 0 \text{ cm}^2$$

Permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur **d** est tel que :

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) = 1.70$$

On adopte :  **$d=1.5m$**

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée.

D'après le RPA 99 on à :

✓ **La section globale :**

$$A \geq 0.15\% \times e \times L$$

$$A \geq 0.0015 \times 40 \times 450 = 27 \text{ cm}^2$$

✓ **En zone courante ;**

$$0.10\% \times e \times L = 0.001 \times 40 \times 450 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 40 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

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

$$L_2 = L - 2L_1 = 450 - (2 \times 45) = 360 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow N \text{ (espacements)} : L_2/S_t = 360/30 = 12$$

On prend :  $N \text{ (espacements)} = 12$

$$\Rightarrow N \text{ (barres)} = N \text{ (espacements)} + 1 = 12 + 1 = 13$$

✓ **La zone d'about :**

$$S_t/2 = 15 \text{ cm}$$

$$L_1 = L/10 = 45 \text{ cm}$$

$$N \text{ (espacements)} = L_1/S_t = 3$$

On prend :  $N \text{ (espacements)} = 3$

$$\Rightarrow N \text{ (barres)} = N \text{ (espacements)} + 1 = 3 + 1 = 4$$

✓ **Le diamètre :**

$$\emptyset \leq a/10 = 15 \text{ mm}$$

On adopte :  $\emptyset = 16 \text{ mm}$

✓ **Zone courante :**

$$A_s = 13HA 16 = 26.14 \text{ cm}^2$$

✓ **La zone d'about :**

$$A_s = 4HA16 = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tot} = 2A_{tend} + A_{comp} = 2 \times 8.04 + 26.14 = 23.56$$

$$A_{s,tot} = 42.22 \text{ cm}^2 > A_{min} \text{ (globale)} = 27 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

➤ **Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :**

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = \mathbf{5MPa}$$

Avec :

$$\tau = 0.03 \mathbf{MPa} < 5 \mathbf{MPa}. \text{ (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le BAEL comme suit :

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$k = 0$  (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ, S_t \leq (1,5e, 30 \text{ cm}) \text{ donc } : \mathbf{S_t = 30 \text{ cm}}$$

$$A_t \geq 0.05 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures**

On adopte : = 4HA8/ml=2.01 cm<sup>2</sup>

Soit : St=25 cm.

- **Vérification de l'espacement**

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ ..... Condition vérifié

- **Le pourcentage minimum d'armatures**

D' autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.25% de la section du voile considérée si:

$$A_{t,\min}(\text{RPA}) = 0.25\% \times b \times S_t = 0.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferrailage des linteaux**

Pour le calcul, il faut traiter les linteaux comme des poutres soumises à la flexion simple (avec les efforts M, V). Après une vérification des contraintes limites de cisaillement ( $v_b$ ) dans linteaux, le ferrailage s'effectuera selon l'article 7.7.3 du **RPA99/2003** qui préconise deux ca.

- **1<sup>er</sup> cas :  $v_b \leq 0,06 f_{C28}$  (article 7.7.3.1 du RPA99/2003)**

On dispose alors le ferrailage suivant :

- Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ );
- Des aciers transversaux ( $A_t$ );
- Des aciers en partie courante (aciers de peau) ( $A_C$ ).

- **2<sup>ème</sup> cas  $v_b > 0,06 f_{C28}$  (article 7.7.3.2 du RPA99/2003)**

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales ( $A_D$ ) à disposer obligatoirement.

➤ **Determination des armatures :**

- **Vérification de l'effort tranchant :  $V = 392.59 \text{ KN}$**

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$b_0 = 30 \text{ cm}, d = 450 \text{ cm}$$

$$\tau = 4.07 < 5 \text{ MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

$$\tau = 4.07 \text{ MPa} > 0,06 f_{C28} = 1,5 \text{ MPa} \implies \tau \geq 0,06 f_{C28} \text{ (2ème cas)}$$

- Calcul des armatures longitudinales ( $A_l$ )

$$A_l, A_l' \geq 0.0015 \times 40 \times 100$$

$$A_l, A_l' \geq 6 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures transversales ( $A_t$ )

$$A_t \geq 0,0025 \times 40 \times 40$$

$$A_t \geq 4 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures de peau ( $A_c$ )

$$A_c \geq 0.002 \times 40 \times 100$$

$$A_c \geq 8 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures diagonales ( $A_D$ )

$$A_D \geq 0,0015 \times 40 \times 100$$

$$A_D \geq 6 \text{ cm}^2$$

#### VI.4.8. Schéma de ferrailage système voile :

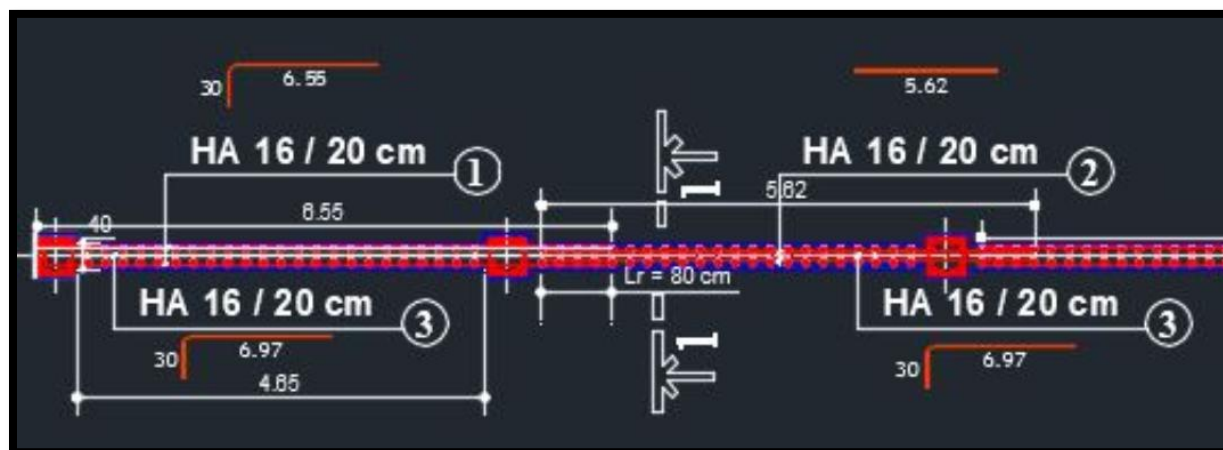


Figure VI.7: Schéma de ferrailage du trumeau.

#### VI.5. Conclusion :

Tableau. VI.12 : conclusion de ferrillages pour des éléments principaux.

Eléments		Choix d'armatures	$A_{\text{cosp}}$ [Cm <sup>2</sup> ]	$A_{\text{répa}}$ (/ml)
Poteaux (50x50)		12HA14	18.47	4HA8
Poteaux circulaire		10HA16	12.32	4HA8
Poutres principales		3HA14+2HA12	6.79	4HA8
Voiles ELU	Zone courante	13HA16	14.70	4HA8

	<b>Zone d'about</b>	4HA16	4.42	4HA8
<b>Voiles ELA</b>	<b>Zone courante</b>	13HA 16	31.64	4HA8
	<b>Zone d'about</b>	4HA16	9.08	4HA8

# CHAPITRE VII

## Etude des fondations.

**Chapitre VII****Étude des fondations.****VII.1. Introduction :**

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres éléments (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ Type d'ouvrage construire.
- ♦ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ♦ La capacité portante du terrain de fondation.
- ♦ La charge totale transmise au sol.
- ♦ L'aspect économique.
- ♦ La facilité de réalisation.

**VIII.2. Combinaisons des charges :**

Les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- Selon le BAEL91 :
  - $1,35G + 1,5Q$  (Ferrailage des semelles)
  - $G + Q$  (Vérification de la contrainte du sol).
- Selon le RPA99 version 2003 : Article (10.1.4.1)
  - $G + Q \pm E$
  - $0,8G \pm E$

**VII.3. Données de l'étude :**

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est de 2,50 bars à 3m de profondeur.

**VII .4. Radier nervuré :**

Un radier général est une fondation constituée par une dalle éventuellement nervurée, s'étendant en plan sur la totalité de la surface occupée par la construction.

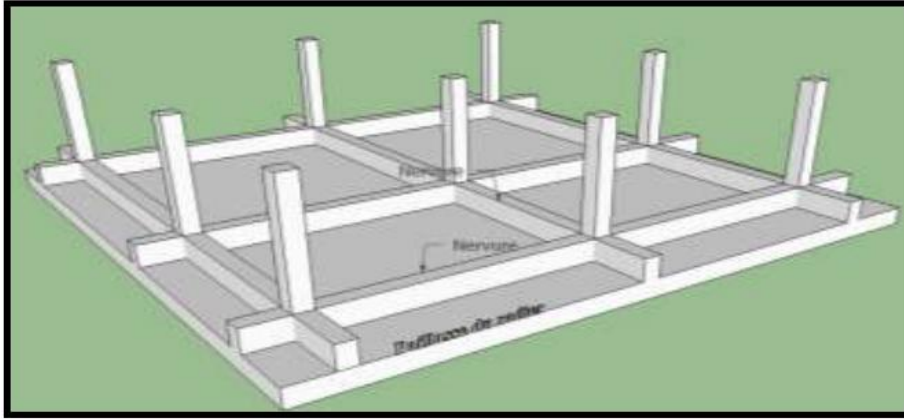


Figure VII .1 : Vue en 3D un radier.

**VII .4.1 Étude du radier :**

Les efforts dans le radier sont à déterminer à partir des réactions exercées par le sol de fondation, lesquelles sont elles-mêmes fonction de la déformabilité du radier et de la compressibilité du sol. Le problème ainsi posé est en général est très complexe. Ce n'est que dans certains cas particuliers qu'il peut être abordé à partir de l'étude de la poutre reposant sur le sol élastique, le sol joue le rôle d'un ressort d'un coefficient de raideur K, il existe une formule empirique pour estimer ce dernier, cette formule est généralement utilisé par les numériciens lors de la modélisation en éléments fini des ouvrages géotechniques et elle est tirée des essais dynamiques in situ :

$$K \approx 1.2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 1.2 \times 200 = 24000 KN / m^3$$

$\bar{\sigma}_{sol}$  : La contrainte admissible du sol.

**K** : Coefficient de raideur du sol.

**VII .4.2 Calcul de la surface du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$S_{Radier} = S_{base\ de\ la\ tour} + P \times D$$

$$\frac{N_{max}}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{max}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{Radier} = 948.64 + 123,20D$$

Avec :

$S_r$  : Surface du radier. /  $S$  : Surface totale du bâtiment.

$P$  : Périmètre du bâtiment. /  $D$  : débordement.

**VII .4.3 Calcul du D (débordement) :**

$$S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S + P \times D \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$948.64 + 123,20D \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad D \geq \left( \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} - 948.64 \right) \times \frac{1}{123,20} \quad D \geq \left( \frac{97205.07}{200} - 948.64 \right) \times \frac{1}{123,20}$$

$$D \geq 0.50m$$

On opte : **D = 50 cm**

#### VII .4.4 Vérification des dimensions du radier :

$$S_{\text{Radier}} = 948.64 + 0.5 \times 123,20 = 1010.24 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Radier}} = 1010.24 \text{ m}^2 \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{97205.07}{200}$$

$$S_{\text{Radier}} = 1010.24 \text{ m}^2 \geq 486.02 \text{ m}^2$$

N : effort maximal ultime.

S<sub>r</sub> : Surface du radier.

#### VII .4.5 Pré dimensionnement du radier :

**A. Formules Empiriques :** d'après le livre « Béton armé. Règles BAEL (Ossatures et éléments courants) » page 42 :

Un radier peut être considéré comme rigide si, en première approximation l'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

- Pour les nervures, de hauteur h et de portée l<sub>1</sub> entre axes des poteaux :

$$h \geq \frac{l_1}{10} \Rightarrow h \geq \frac{5,00}{10} = 0,5 \text{ m}$$

on opte h=0,60 m

Pour la dalle, d'épaisseur h<sub>0</sub> et de portée l<sub>2</sub> entre axes des nervures :

$$h \geq \frac{l_1}{10} \Rightarrow h \geq \frac{5,00}{10} = 0,5 \text{ m}$$

on opte h=0,80 m

L'épaisseur **h<sub>0</sub>** doit en outre être telle que la résistance à l'effort tranchant puisse être assurée sans qu'on ait besoin d'armatures transversales pour reprendre cet effort. Dans le cas d'un radier rigide, le calcul est généralement mené en considérant une répartition linéaire des réactions du sol. En toute section, le moment de flexion et l'effort tranchant sont déterminés à partir des charges et des réactions appliquées d'un même côté de cette section.

#### B. Condition de raideur (Rigidité) :

Pour un radier rigide, on doit vérifier :

$$\begin{cases} L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \end{cases}$$

L<sub>e</sub> : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol (Coefficient de réaction mécanique).

b : largeur du radier.

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e \geq \frac{2 \times 5,0}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3,18 \text{ m}$$

Avec :  $I = \frac{b \times h^3}{12}$   $L_{\max} = 5 \text{ m}$ ,  $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$ ,  $K = 2400 \text{ KN/m}^3$

D'où:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 24000 \times 5^4}{3,21 \times 10^7 \times \pi^4}} = 0,61 \text{ m} \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :  $h_r = 0,61 \text{ m} \Rightarrow h = 610 \text{ cm}$

### C. Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier pour une bande de largeur  $b=1\text{m}$  et une épaisseur  $d$  doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,05 f_{cj}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = \frac{N_{\max}}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

D'où :

N : L'effort normal maximal revenant au radier.

S : La surface totale du radier

$L_{\max}$  : est la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$T_{\max} = \frac{97205,07 \times 10^{-3}}{617,93} \times \frac{5}{2}$$

$$T_{\max} = 0,39 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{\tau}} = \frac{0,39}{1 \times 1,25} = 0,31 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h \geq 6,3 \Rightarrow h \geq \frac{6,3}{0,9} = 7 \text{ m}$$

On opte  $h_{\min} = 70 \text{ cm}$ .

### VII .4.6 Choix final de dimensions du radier :

Afin de répondre aux trois conditions (A, B, C) citées auparavant nous avons adopté pour les dimensions du radier :

- ♦ Hauteur de la nervure  $h = 80$  cm.
- ♦ Hauteur de la table du radier  $h_0 = 70$ cm.
- ♦ Enrobage  $d' = 5$ cm.

#### VII .4.7 Vérification du radier :

##### ➤ Vérification à l'effet de sous pression

Elle est jugée nécessaire justifier la stabilité du bâtiment vis-à-vis du soulèvement sous l'effet de la sous-pression hydrostatique.

On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma_w Z S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha$ : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ( $\alpha = 1,5$ ).

$\gamma$  : Poids volumique de l'eau ( $\gamma = 5370$  KN).

Z : Profondeur de l'infrastructure ( $z = 3$ m)

$S_r$  : Surface du radier ( $S_r = 1011.24$ m<sup>2</sup>)

$$W = G_{\text{poteau}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{voile}} + G_{\text{poutre}} + G_{\text{acrotère}} + G_{\text{dalle}} + G_{\text{eau}}$$

$$W_{\text{total}} = 41202.58 \text{ KN}$$

$$\alpha \gamma Z S_r = 24436614.6 = 34388,8125 \text{ KN}$$

$\alpha \gamma Z S_r = 34388,8125 \text{ KN} < 118376,265 \text{ KN}$  . → La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

##### ➤ Vérification du poinçonnement :

Une vérification locale concernant le non-poinçonnement aux droits du voile le plus sollicité et le poteau le plus sollicité est nécessaire car ces derniers constituent des charges concentrées par rapport à l'ensemble (radié).

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle, sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

Pour vérifier le non-poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h_r \cdot f_{c28}$$

Avec ;

$P_u$  : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

$\mu_c$  : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

H : Épaisseur du radier.

Dans notre cas le poteau central le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante :

$$P_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

$$P_u = 335,49 \text{ kN} = 0,335 \text{ MN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2hr)$$

a, b: Dimensions du poteau.

$$\mu_c = 2 \times (0,5 + 0,5 + 0,61) = 3,22 \text{ m}$$

Donc :  $P_u = 1,68 \text{ MN} < 0,045 \times 4,80 \times 0,70 \times 25 = 3,78 \text{ MN}$ ..... Condition Vérifié.

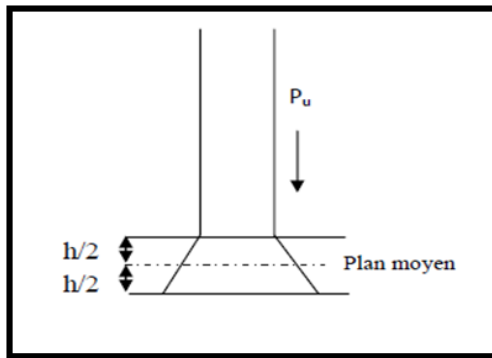


Figure VII.2: Schéma de transmission des charges sur le radier.

Le voile le plus sollicité est le voile V3, de longueur 5 m Il transmet une charge :

$$P_u = 403,93 \text{ kN} = 0,404 \text{ MN}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml) :

$$P_u / \text{ml} = 2,24 / 5 = 0,41 \text{ MN/ml}$$

$$\mu_c = 2(L + b + 2hr)$$

L, b: Dimensions du voile.

$$\mu_c = 2 \times (5 + 0,40 + 2 \times 0,61) = 13,24 \text{ m}$$

$$0,045 \mu_c \cdot h_r \cdot f_{c28} = 0,045 \times 13,24 \times 0,61 \times 25 = 9,09 \text{ MN}$$

$P_u = 0,404 \text{ MN} < 9,09 \text{ MN}$  .....Condition Vérifié.

#### VII .4.8 Vérification de la stabilité du radier :

##### ➤ Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible. Don,c il faut vérifier que :

$$\sigma = \frac{N_T}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

$N_T$ : effort normal du aux charges verticales.

$$N_T = 97206,07 \text{ kN}$$

N : effort normal maximal à la base de la structure à l'ELS.

➤ **Vérification de la stabilité du radier :**

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

- Accidentelles :  $0.8G \pm E$

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si :  $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ .

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

*Tableau VII.1 : Efforts exercés à la base de bâtiment à l'E.L.A.*

Combinations	Effort normal N [KN]	Moment $M_x$ [KN.m]	Moment $M_y$ [KN.m]
<b>0,8G ± E</b>	<b>33148.01</b>	<b>518920.90</b>	<b>495560.15</b>

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{518920.90}{33148.01} = 15.65m \leq \frac{B_x}{4} = \frac{5}{4} = 1.25m \quad \text{Condition Vérifié.}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{495560.15}{33148.01} = 14,95m \leq \frac{B_y}{4} = \frac{5}{4} = 1.25m \quad \text{Condition Vérifié.}$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ **Vérification des contraintes sous le radier:**

Sous les combinaisons (**0,8G ± E**), on doit vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

Avec:

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times V_y + \frac{M_y}{I_y} \times V_x$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times V_y - \frac{M_y}{I_y} \times V_x$$

N : Effort normal dû aux charges verticales.

$M_x$  : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe X.

$M_y$  : Effort de renversement dû au séisme autour de l'axe y.

S : section du radier  $S_{rad} = 1010.24m^2$

$V_x$  ;  $V_y$  : L'axe neutre de radier.

$I_x$  ;  $I_y$  : Inertie du radier dans le sens X et Y respectivement.

**Données :**

$$I_x = 9739.371 \text{ m}^4 \quad / \quad V_x = 15.4 \text{ m} \quad / \quad V_y = 15,4 \text{ m}$$

$$I_y = 9739.371 \text{ m}^4$$

$$M_x = 518920.90 \text{ KN/m}^2 \quad / \quad M_y = 495560.15 \text{ KN/m}^2 \quad / \quad N = 33148.01 \text{ KN}$$

- $\sigma_1 = 1636.92 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_2 = -1571.30 \text{ KN/m}^2$

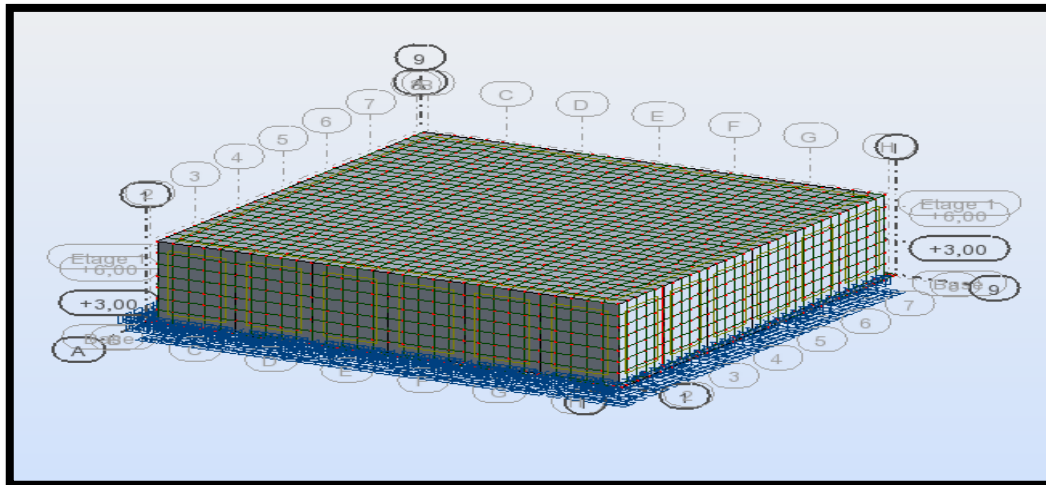
$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 83.49 \text{ KN/m}^2 < 250 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié.}$$

#### VII .4.9. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc, on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

- Le calcul du ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité.
- Le calcul pour une bande de 1 m, d'épaisseur  $h=70 \text{ cm}$ .
- Le calcul du ferrailage du radier se fera en flexion simple.

#### VII .4.10. Résultats de la modélisation du radier :



*Figure VII.3: Vue en plan du radier.*

#### a) Calcul du ferrailage de la dalle :

##### ➤ Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage est se fait sur une bande de 1 ml. On prend le moment maximal des combinaisons du BAEL et RPA QUE que l'on a déjà citées.

- Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation durable :

Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 200 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{C28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 200 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau VII.2: Les efforts globaux obtenus par le logiciel robot à la base de l'ouvrage

Combinaison	Radier						
	Dalle x-x		Dalle y-y		Nervures		
	Nappe Sup	Nappe Inf	Nappe Sup	Nappe Inf	Ma	Mt	Tmax
ELU	30.65	17.51	30.94	17.31	50.57	48.36	105.56
ELS	23.48	13.13	23.47	23.47	38.41	36.51	79.55
0.8G+Ex	17.21	20.18	21.94	19.01	61.72	43.79	110.79
0.8G-Ex	36.43	7.40	28.55	5.35	45.10	60.41	126.06
0.8G+Ey	18.79	21.74	17.19	20.42	61.77	43.80	126.16
0.8G-Ey	28.60	5.38	36.46	7.32	45.11	60.46	110.85
G+Q+Ex	23.57	23.06	25.70	24.53	74.05	55.79	132.98
G+Q+Ey	25.92	24.30	23.32	22.87	74.10	55.80	151.46

A. En travées :

➤ Ferrailage suivant Lx :

$$M_{lx} = 36.46 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{lx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{36.46}{21.74 \times 1,00 \times (6.3)^2} = 0,043 \rightarrow \mu = 0,043 < \mu_{AB} = 0,372 \rightarrow \text{Donc les}$$

armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,045}) = 1.195 \rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,522$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{36.46}{400 \times 0,981 \times 63} = 14.75 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

➤ Espacement maximal des armatures :

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

$$S_t \leq \min(3 \times 700; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On adopte  $\rightarrow S_t = 15\text{cm}$

➤ Choix des armatures :  $A_{st} = 7\text{HA}16 = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Les tableaux suivants résument le calcul du ferrailage du panneau le plus sollicité :

*Tableau VII.3: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en travée.*

sens	$M_t(\text{KN.m})$	b(m)	d(cm <sup>2</sup> )	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{rad}}(\text{cm}^2)$
x-x	24.30	100	63	0.02	0,025	0,99	69.38	7.85	7T16=14.07
y-y	24.53	100	63	0.02	0,025	0,99	70.18	7.85	7T16=14.07

*Tableau VII.4: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage des panneaux en appui.*

Sens	$M_a(\text{KN.m})$	b (m)	D(cm <sup>2</sup> )	$\mu$	$\alpha$	$\beta$	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{rad}}(\text{cm}^2)$
x-x	36.43	100	63	0.04	0.05	0.98	12.40	7.85	7T16= 14.07
y-y	36.46	100	63	0,04	0.05	0.98	12.40	7.85	7T16=14.07

➤ Vérification des contraintes à L'ELS :

Le calcul se fera dans un cas de fissuration jugé très préjudiciable, on considérant que le milieu est agressif.

◆ Données

◆ *Tableau VII.5 : Donnés de vérification a l'ELS.*

		$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	b(cm)	h(cm)	d(cm)	d'(cm)	n	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_s'(\text{cm}^2)$
Sens x-x	en travée	13.13	100	70	63	5	15	14.07	0
	Sur appuis	23.48	100	70	63	5	15	14.07	0
Sens y-y	En travée	23.47	100	70	63	5	15	14.07	0
	Sur appuis	23.47	100	70	63	5	15	14.07	0

➤ **État limite de compression de béton : (A.4.5.2du BAEL)**

*Tableau VII.6 : Vérification d'état limite de compression de béton.*

		y(cm)	I(cm)	K(KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Vérification
Sens x-x	en travée	23.48	2434.54	0,0470	14.20	15	Condition Vérifié.
	Sur appuis	13.13	2434.54	0,0469	14.20	15	Condition Vérifié.
Sens y-y	Sur appuis	23.47	2434.54	0,0479	14.20	15	Condition Vérifié.
	Sur appuis	23.47	2434.54	0,0723	14.20	15	Condition Vérifié.

➤ **État limite d'ouverture de fissures : (A.4.5.3du BAEL)**

Les résultats de vérification sont au tableau suivant :

*Tableau VII.7 : vérification d'état limite d'ouverture de fissures.*

		y(cm)	I(cm)	K(KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Verification
Sens x-x	en travée	23.48	2434.54	0,0470	400	200	Condition Vérifié.
	Sur appuis	13.13	2434.54	0,0469	400	200	Condition Vérifié.
Sens y-y	Sur appuis	23.47	2434.54	0,0479	400	200	Condition Vérifié.
	Sur appuis	23.47	2434.54	0,0723	400	200	Condition Vérifié.

◆ **Commentaire :**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Donc les sections d'armatures choisies ne sont justifiées à l'**ELS**, la solution est d'augmenter les sections d'armateurs :

✓ **Sens x-x :**

- en travée : 7HA16
- Sur appuis : 7HA16

✓ **Sens y-y :**

- en travée : 7HA16
- Sur appuis : 7HA16

Les résultats de vérification sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau VII.8 : vérification de l'état limite de compression du béton.**

		y(cm)	I(cm)	K(KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Verification
Sens x-x	en travée	23.48	2434.54	0,0300	6,73	15	Condition Vérifié.
	Sur appuis	13.13	2434.54	0,0259	4,58	15	Condition Vérifié.
Sens y-y	Sur appuis	23.47	2434.54	0,0270	6,05	15	Condition Vérifié.
	Sur appuis	23.47	2434.54	0,0247	5,25	15	Condition Vérifié.

**Tableau VII.9 : Vérification de l'état limite d'ouverture de fissures.**

		y(cm)	I(cm)	K(KN/cm <sup>3</sup> )	$\sigma_{st}$ (MPA)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Verification
Sens x-x	en travée	23.48	2434.54	0,0506	191,95	200	Condition vérifié
	Sur appuis	13.13	2434.54	0,075	184,17	200	Condition vérifié
Sens y-y	Sur appuis	23.47	2434.54	0,0506	172,63	200	Condition vérifié
	Sur appuis	23.47	2434.54	0,075	162,32	200	Condition vérifié

**b) Ferrailage transversal :**

Il faudra vérifier la condition au cisaillement du béton :  $\tau_u < 0,05 \times f_{c28}$

♦ **Calcul de la contrainte de cisaillement :**

$T_{max} = 518,09KN \rightarrow$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b.d} = \frac{105.56 \times 10^3}{(100 \times 63) \times 100} = 0,17MPa$$

$\tau_u = 0,17 MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \rightarrow$  Condition Vérifiée (pas d'armatures transversale).

♦ **Disposition des armatures :**

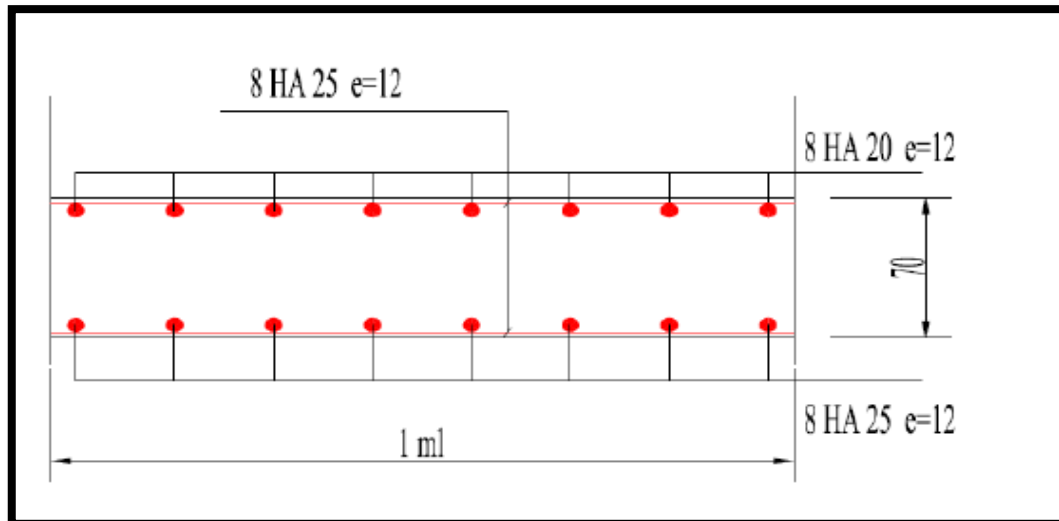


Figure VII.4: Ferrailage de la dalle du radier (sens xx).

### c) Ferrailage de la nervure :

Les sollicitations utilisées pour le ferrailage sont tirées du modèle numérique du radier.

Le ferrailage des nervures se fait en flexion simple → Section rectangulaire (50×50) cm.

#### ➤ Ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des nervures se fera avec les sollicitations maximales en travée et en appui.

#### ◆ Ferrailage en Appuis :

Le moment maximal en appuis  $M_{amax} = 74.10 \text{ KN.m}$ .

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{74.10 \times 10^{-3}}{14,20 \times 0,50 \times (0,63)^2} = 0,026 \rightarrow \mu = 0,026 < \mu_l = 0,372$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,026}) = 0,033$$

$$\rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,99$$

#### ◆ Détermination des armatures :

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{74.10 \times 10^3}{400 \times 0,99 \times 63} = 2.98 \text{ cm}^2$$

#### Condition du RPA 99 / version 2003

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h = 0,005 \times 50 \times 80 = 20 \text{ cm}^2$$

♦ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = \max(A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA})$$

$$A_{st} = 20 \text{ cm}^2$$

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

$$T_u^{\max} = 151.46 \text{ KN}$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte tangente admissible est donné par :

♦ **Armature droite :**

$$\bar{\tau}_{u\max} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = 2,50\text{MPa}$$

♦ **Armature à 45 :**

$$\bar{\tau}_{u\max} = \min\left(0,27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7\text{MPa}\right) = 4,50\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b.d} = \frac{151.46 \times 10^3}{(50 \times 85) \times 100} = 0.48 \text{ MPa} \quad \tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{u\max} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

• **Armatures transversales :**➤ **Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre  $\phi_t$  des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{t,\max} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{700}{35}; 20; \frac{500}{10}\right)$$

$$\phi_{t,\max} \leq \min(20,86; 20; 50)$$

$$\phi_{t,\max} \leq 20\text{mm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 10\text{mm} \rightarrow A_t = 6\phi 10 = 4,71\text{cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

Selon BAEL91mod99 :

$$S_{t_1,\max} = \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_{t_1,\max} = \min(56.7; 40\text{cm})$$

$$S_{t_1,\max} = 40\text{cm}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{S_{t_2} \cdot b_0} \leq 0,40 \Leftrightarrow S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0}$$

$$S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{4,71 \cdot 400}{0,4 \cdot 50} \leq 94,2 \text{ cm}$$

$$S_{t_2, \text{max}} = 94,2 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$K = 1 \text{ (flexion simple)} ; \alpha = 90^\circ$$

Donc :

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{4,71 \cdot 0,8 \cdot 400}{50 \cdot (0,48 - 0,3 \cdot 2,1)} = 20,10 \text{ cm}$$

$$S_{t_3, \text{max}} = 20,10 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = \min(40; 94,20; 20,10) \Rightarrow S_t = 20,10 \text{ cm}$$

D'après le RPA 99, les armatures transversales ne doivent pas dépasser la valeur de :

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = \min(17,5; 24) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{70}{4} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures de peau** : selon BAEL91 mod99. Article (4.5.34)

Des armatures dénommées «armatures de peau» sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm<sup>2</sup> par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

En absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 90 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \times 0,90} = 3,33 \text{ cm}^2 = 1,67 \text{ cm}^2 / \text{ paroi} \rightarrow \text{Soit donc : } A_p = 2\text{HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{ paroi}$$

## **Conclusion Générale**

## CONCLUSION:






Les réservoirs font partie des ouvrages spéciaux que l'on rencontre dans le domaine du génie civil, leur étude est plus complexe que celle entreprise pour des ouvrages courants et cela est principalement dû aux différentes charges qui les sollicitent. Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sont résumées dans les points suivants:

- Le dimensionner des réservoirs passe inévitablement par une étude de cas qui prend en considération la variation des charges hydrauliques et poussées des terres durant les phases de réalisation et d'exploitation de cet ouvrage.
- L'analyse tri dimensionnelle de la structure (étude dynamique et réaction du sol) est effectuée grâce à l'outil informatique et au logiciel performant de calcul, **Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014**, qui permet la modélisation de tous types de structure avec une grande précision.
- Une initiation au large domaine de la dynamique des structures est au calcul vibratoire. Rappelons que la 1<sup>ère</sup> étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.
- Pour le ferrailage des voiles, il est nécessaire de prendre en considération les différentes situations dans lesquelles se trouve le réservoir pendant les diverses phases d'exploitation à savoir: réalisation, essais hydraulique et vide.
- Le système de fondation a été étudié en modélisation la réaction élastique du sol sur le radier par l'intermédiaire du logiciel de calcul **Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014**. Cette méthode a permis d'apprécier la réponse du sol soumis aux différentes charges et de déterminer les sollicitations maximales sous les différentes combinaisons.





Finalement, l'élaboration de ce mémoire nous a permis l'application de toutes les connaissances théoriques acquises durant notre formation. De plus elle nous a permis d'être initiés aux logiciels spécialisés en génie civil.

# BIBLIOGRAPHIE





## Règlements:

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
-  D.R.T.B.C.2.2 : Document technique réglementaire (Charges et Surcharges).
-  Pratique du BAEL 91, J.Perchat et J.Roux, Edition Eyrolles Paris ,1993.

## Logiciels :

-  WORD 2010.
-  EXCEL 2010.
-  AUTO CAD 2014.
-  ROBOT 2014.
-  SOCOTEC et EXPERT.

## Mémoires :

-  Étude et conception d'un réservoir en béton armé (5000m<sup>3</sup>).
-  Étude d'un réservoir d'eau pose sur sol de capacité 600 m<sup>3</sup> avec système d'adduction a Zaouiet- Lahchaf commune de sali (w. Adrar) -2015-
-  Réservoir rectangulaire enterré en béton armé.
-  Calcul Selon les RPA99/Version 2003 et Étude et conception d'un réservoir en béton armé.

## Résumé

Ce projet de fin de cycle présente une étude détaillée d'un réservoir semi-enterré en béton armé de capacité de 5000 m<sup>3</sup> de forme carrée implanté à la wilaya de ANNABA commune de Oued AL ANEB -DRAA ERICH-. Cette étude se compose de quatre parties principales.

**La Première partie** est consacrée à une introduction aux ouvrages spéciaux que sont les réservoirs ainsi qu'à la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural de l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi.

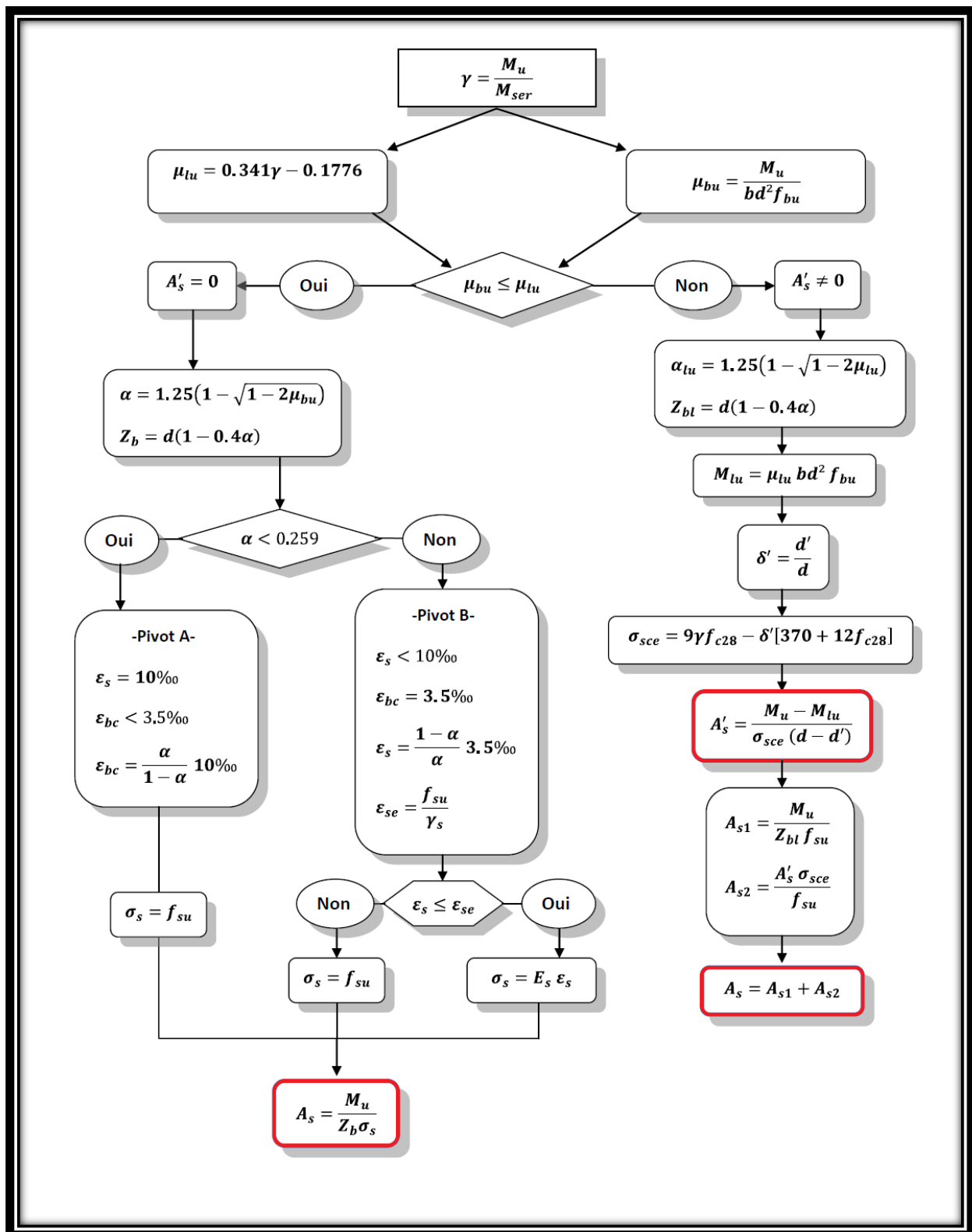
**La deuxième partie** a été consacrée au pré dimensionnement des éléments de la structure et de l'évaluation et la descente de charge ainsi qu'au dimensionnement et vérification des éléments secondaires de la structure.

**L'étude dynamique de la structure** a été entamée dans la troisième partie, par l'intermédiaire du logiciel **Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014** afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de l'ouvrage et les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique, charge hydraulique et poussée des terres).

**La dernière partie** comprend le ferrailage des différents éléments principaux de la structure (poteaux, poutres, voiles et fondation). Cela, en, tenant compte des recommandations du BAEL91 révisées 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

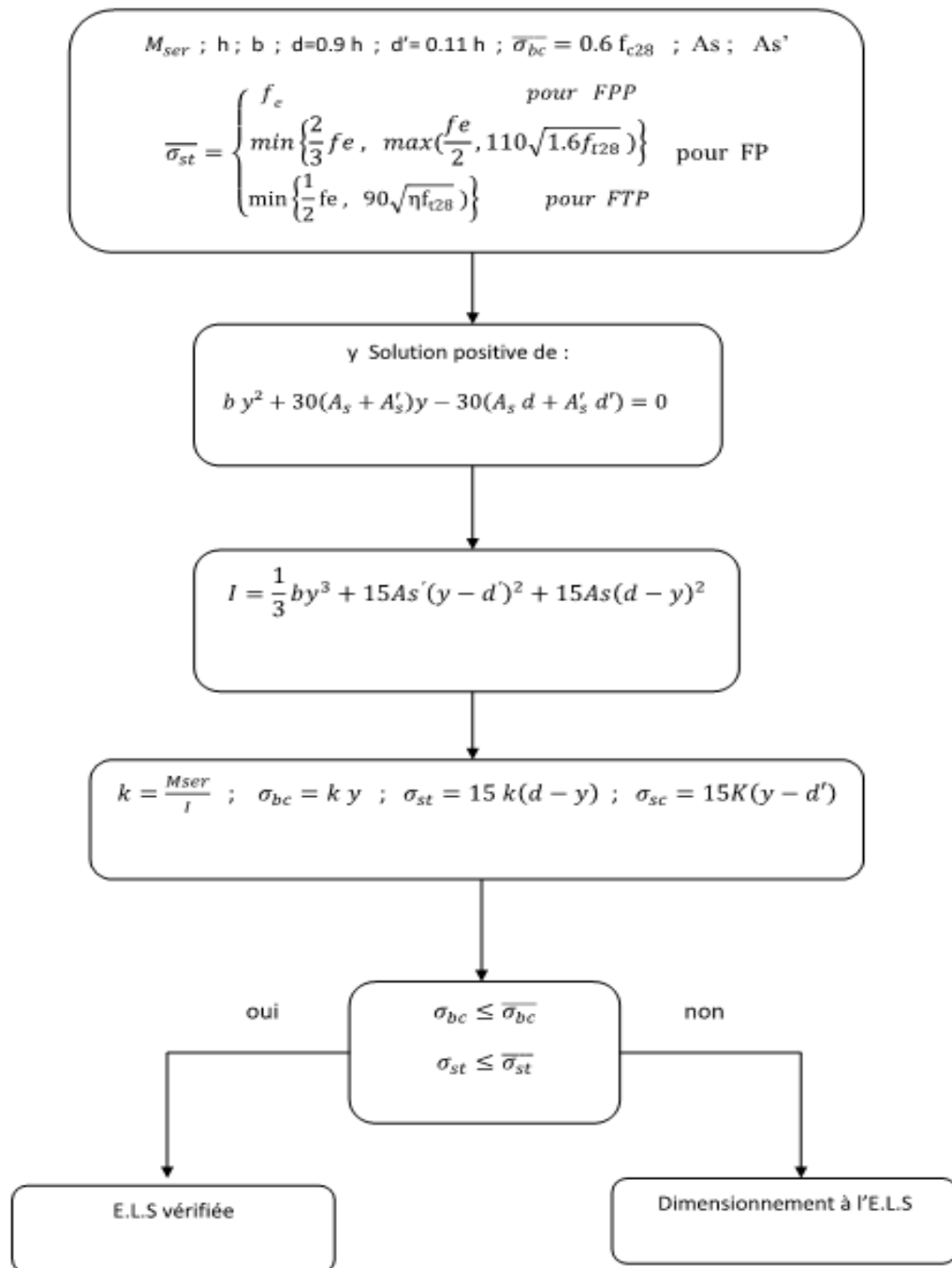
**Mots clés :** Réservoirs, Séisme, béton armé, structure en béton armé, calcul sismique, poussée hydraulique, poussée des terres, calcul parasismique.

# Annexes



Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section Rectangulaire).

## Vérification à E.L.S



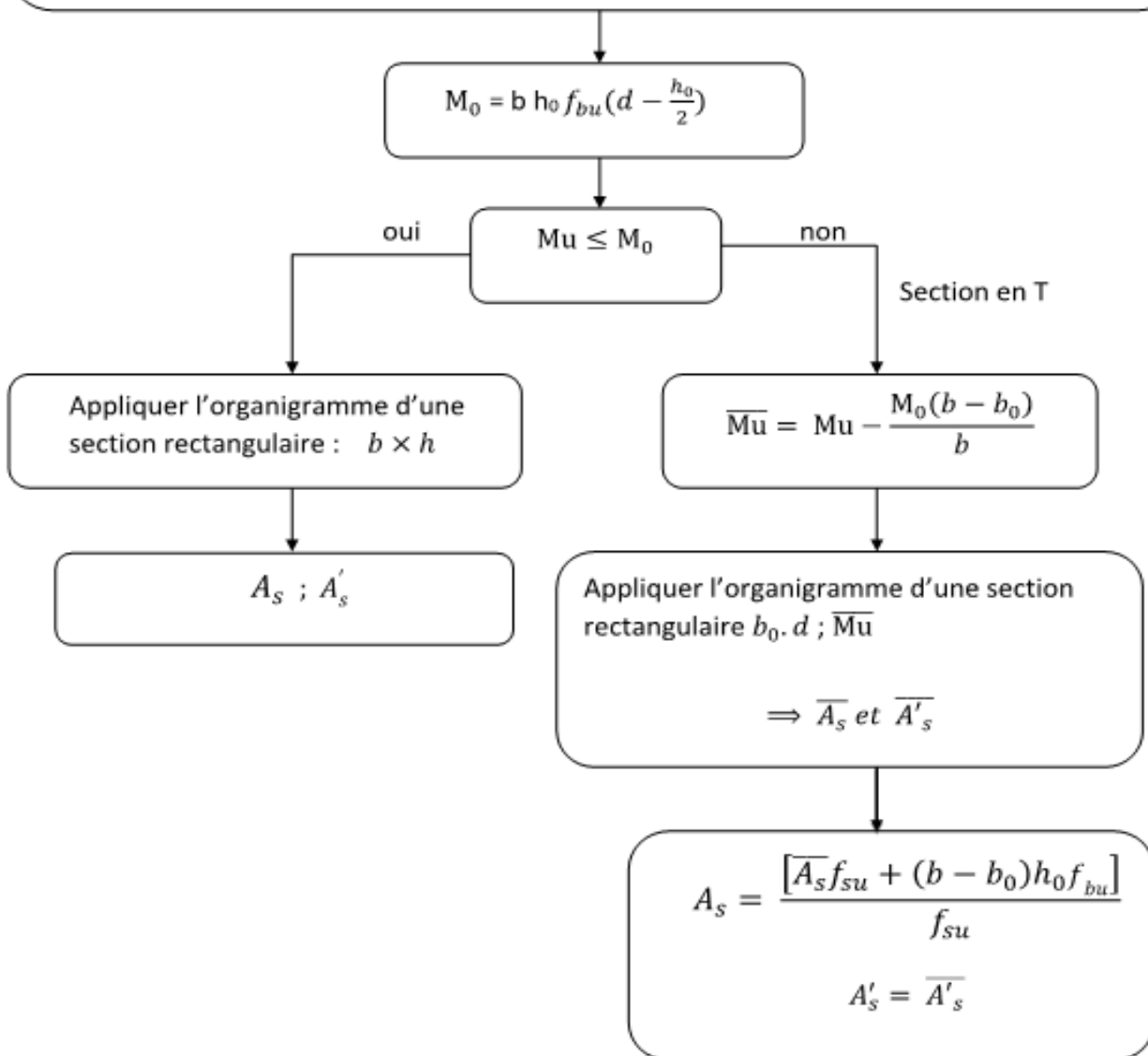
Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section Rectangulaire).

## II- Section en T

### Flexion simple d'une section en T à l'E.L.U

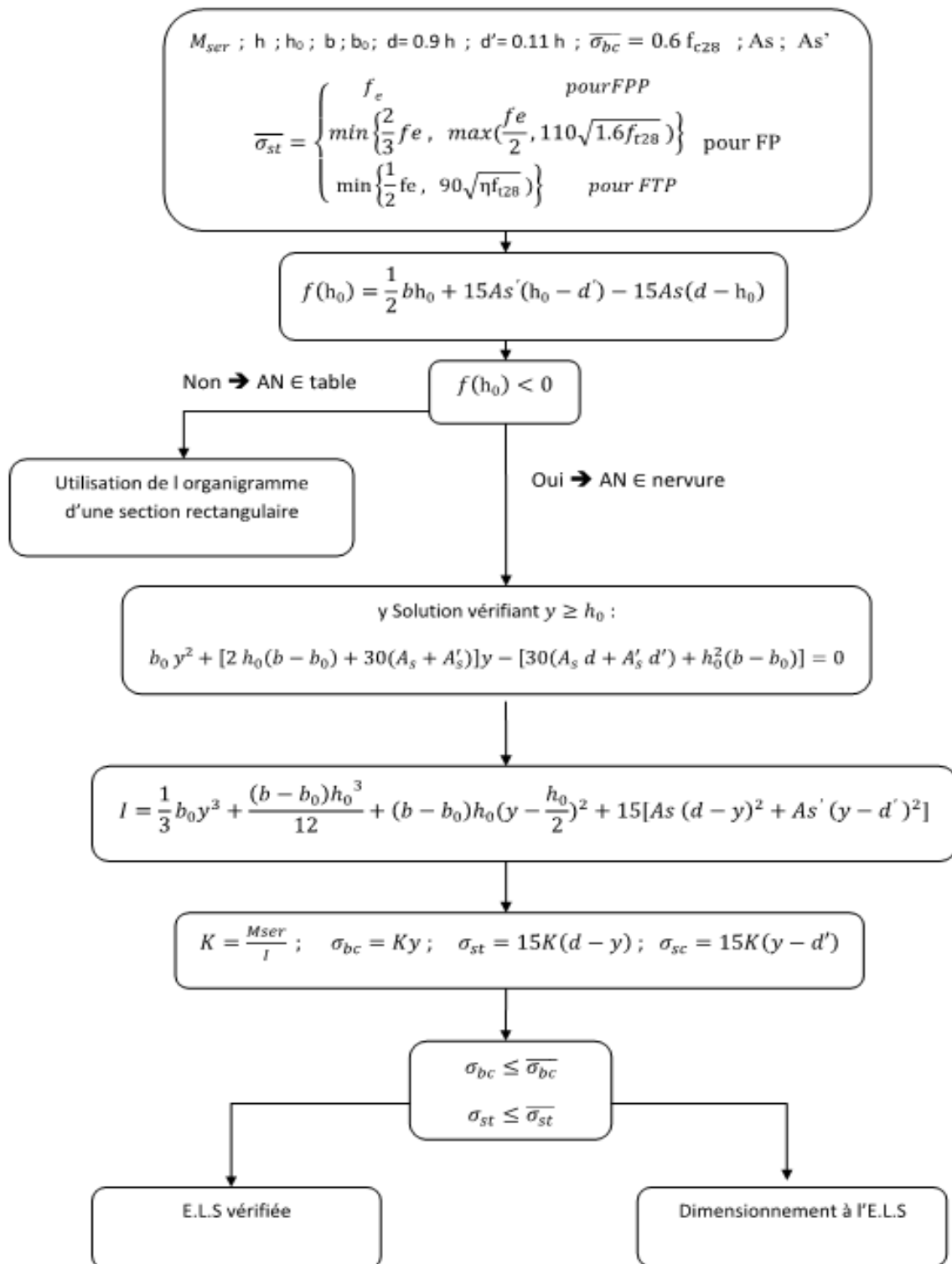
$$\begin{aligned} & \text{Mu ; } b ; d = 0.9 h ; b_0 ; h_0 ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; f_{c28} ; f_e \\ \theta = & \begin{cases} 1 & \text{si } t > 24 h \\ 0.9 & \text{si } 1 h \leq t \leq 24 h \\ 0.85 & \text{si } t < 1 h \end{cases} \quad \theta \text{ Est en fonction de la durée (t) d'application des combinaisons d'action} \end{aligned}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$



Organigramme de calcul : flexion simple à ELU (Section en T).

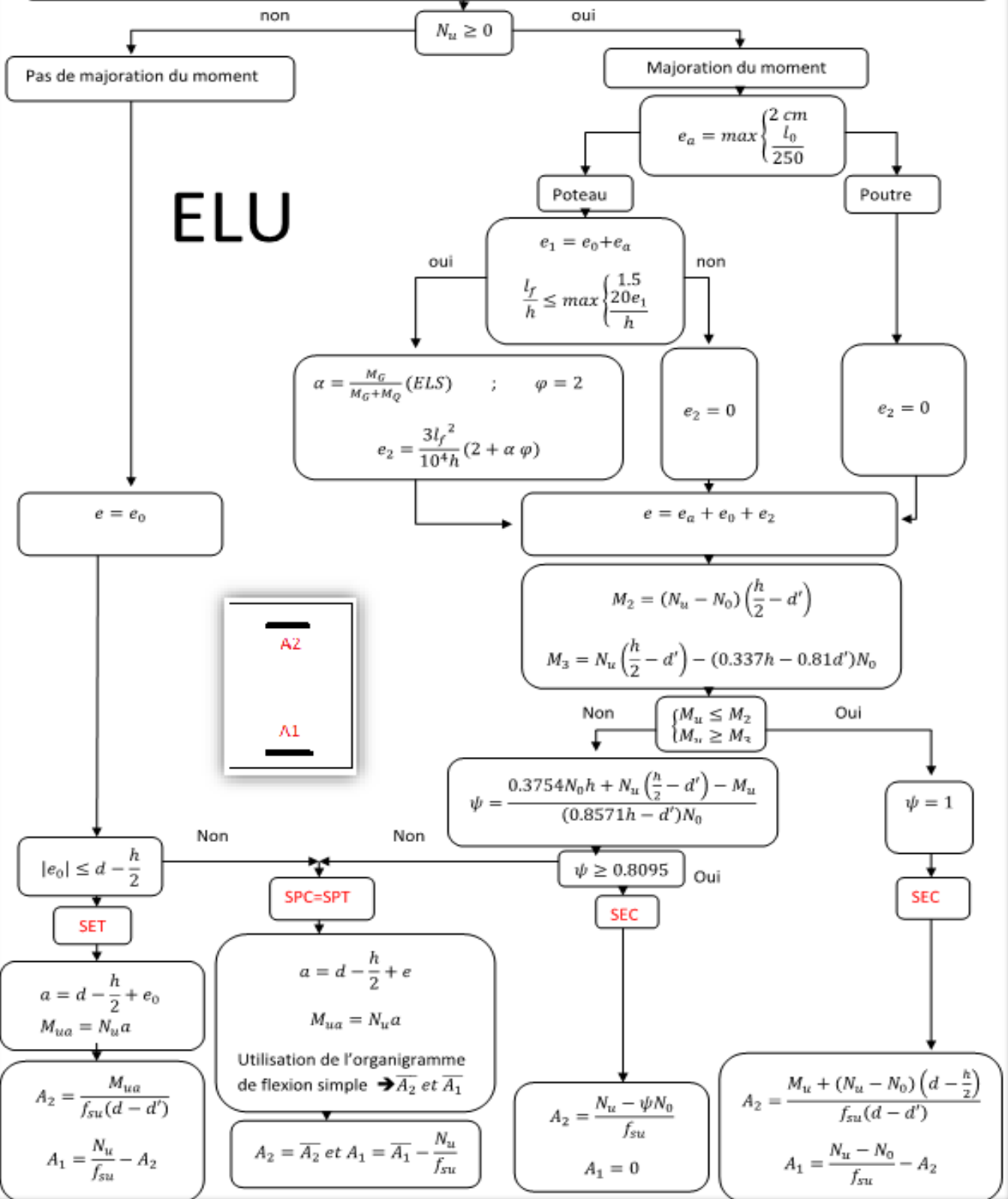
## Vérification à E.L.S d'une section en T



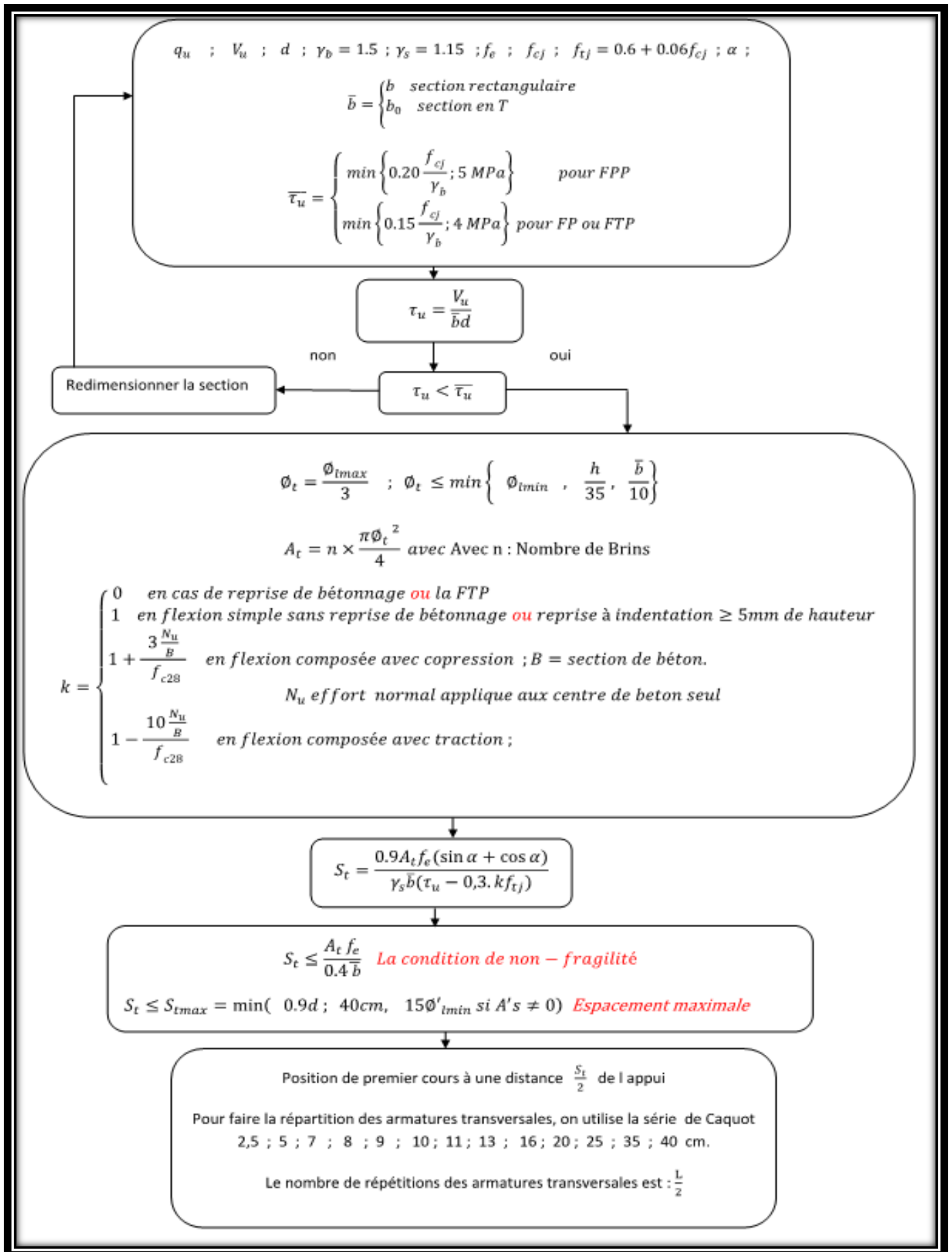
Organigramme de calcul : flexion simple à ELS (Section en T).

$$M_u ; N_u ; e_0 = \frac{M_u}{N_u} ; b ; h ; d = 0.9h ; d' = 0.11d ; f_{c28} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} ; \gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.5 ; \theta$$

$$f_{su} = \frac{f_c}{\gamma_s} ; f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} ; B ; N_0 = bh f_{bu} ; l_f = k l_0 ; k = \begin{cases} 0.5 & \text{encastré - encastré} \\ 1 & \text{articulé - articulé} \\ 0.7 & \text{encastré - articulé} \end{cases}$$

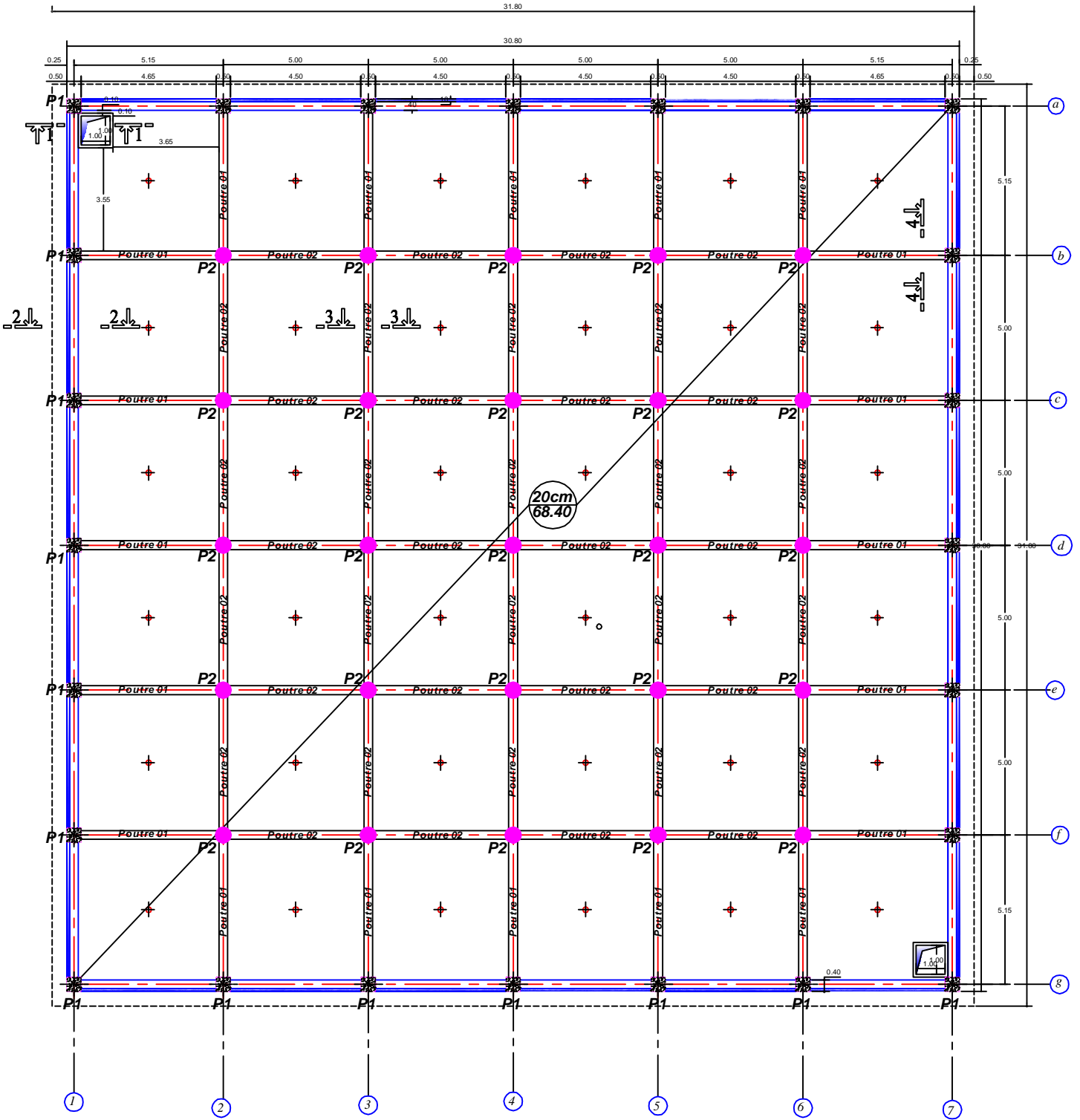


Organigramme de calcul : flexion composée à ELU.



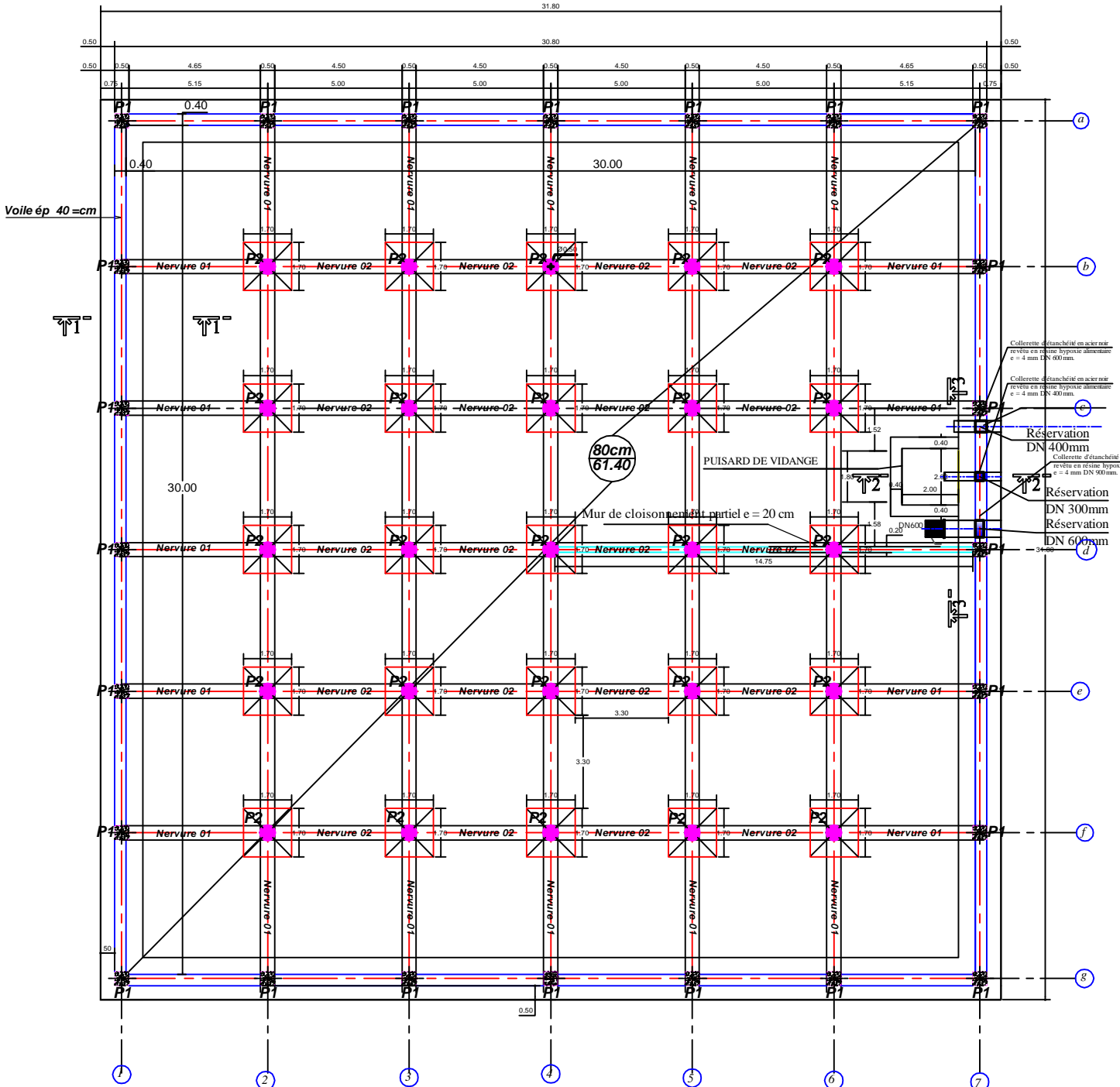
**Organigramme de calcul : Effort tranchant**

**PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER TERRASSE**  
**RESERVOIRS DE 02(x) 5000m<sup>2</sup>**

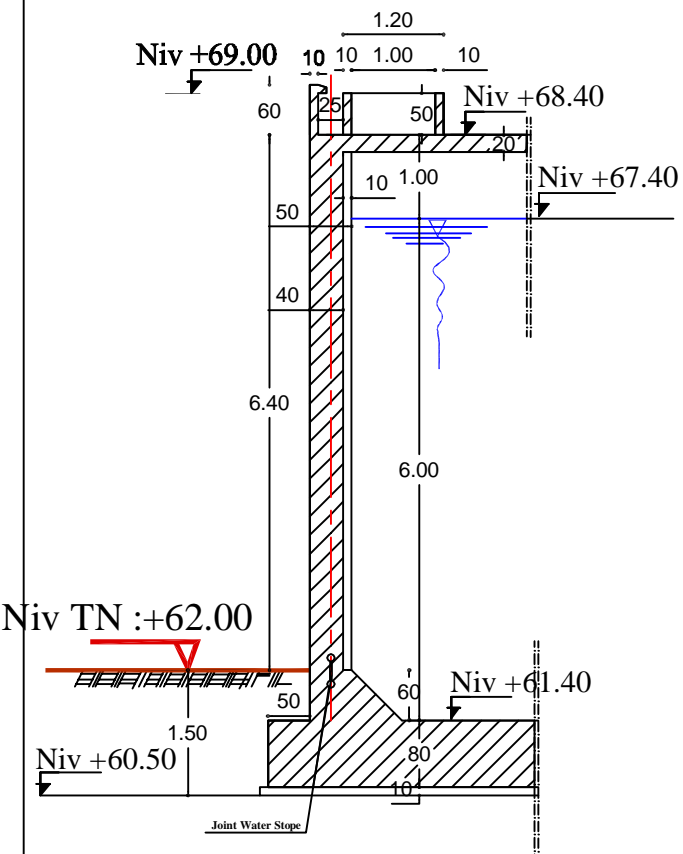


**PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE**  
**NIVEAU 68.40M**

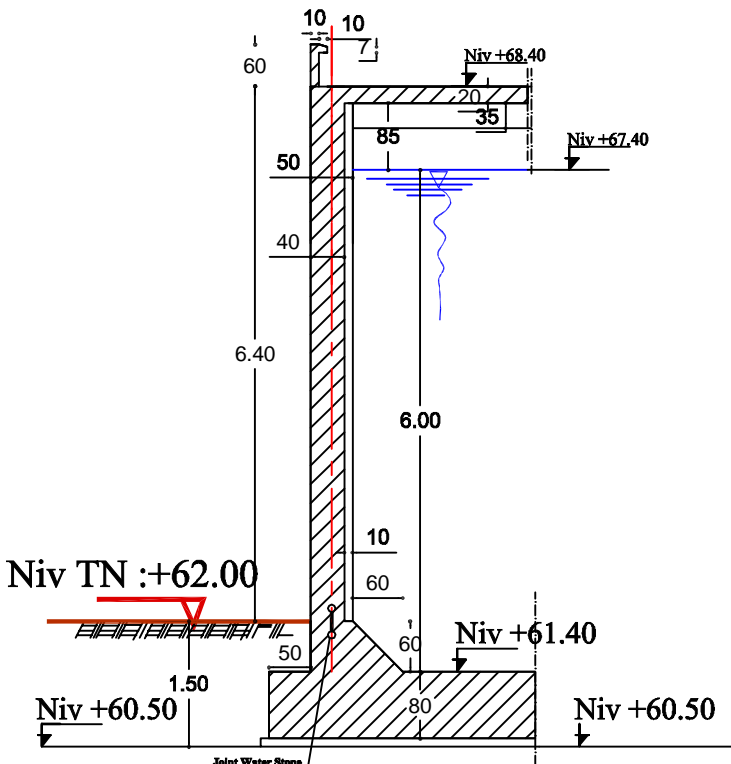
**PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER RADIER**  
**RESERVOIRS DE 02(x) 15000m<sup>3</sup>**



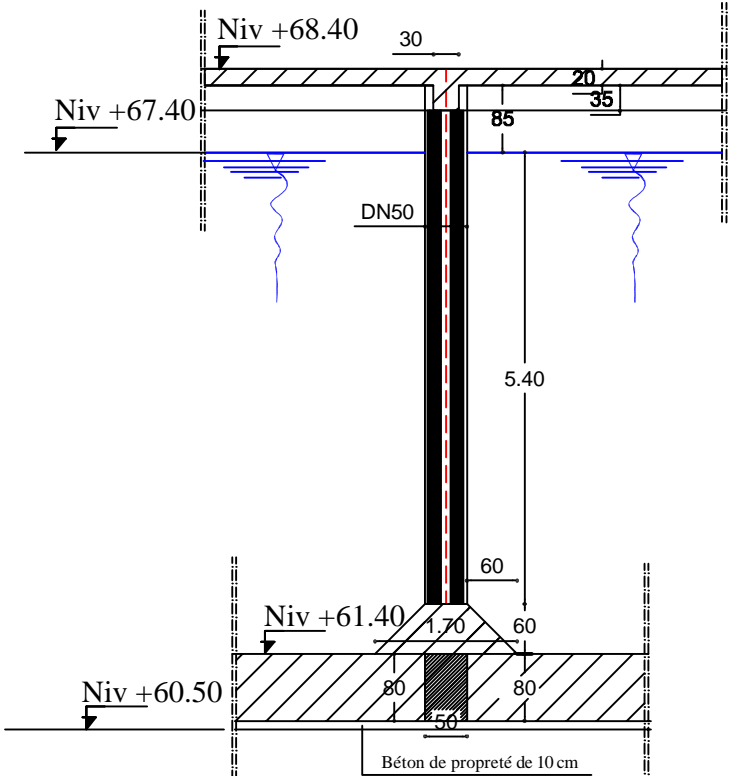
**PLAN DE COFFRAGE RADIER GENERALE NIVEAU 61.40M**



Coupe 1-1



Coupe 2-2

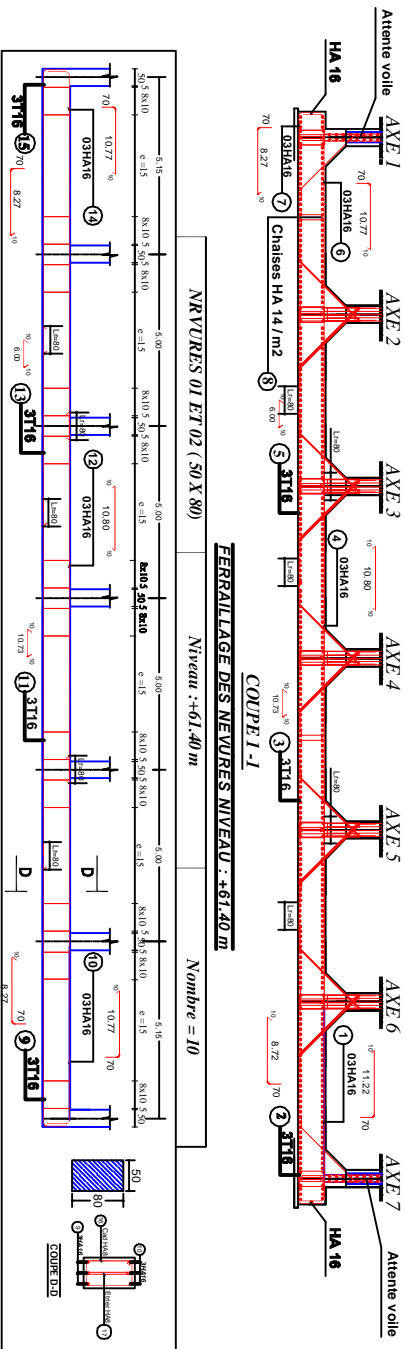
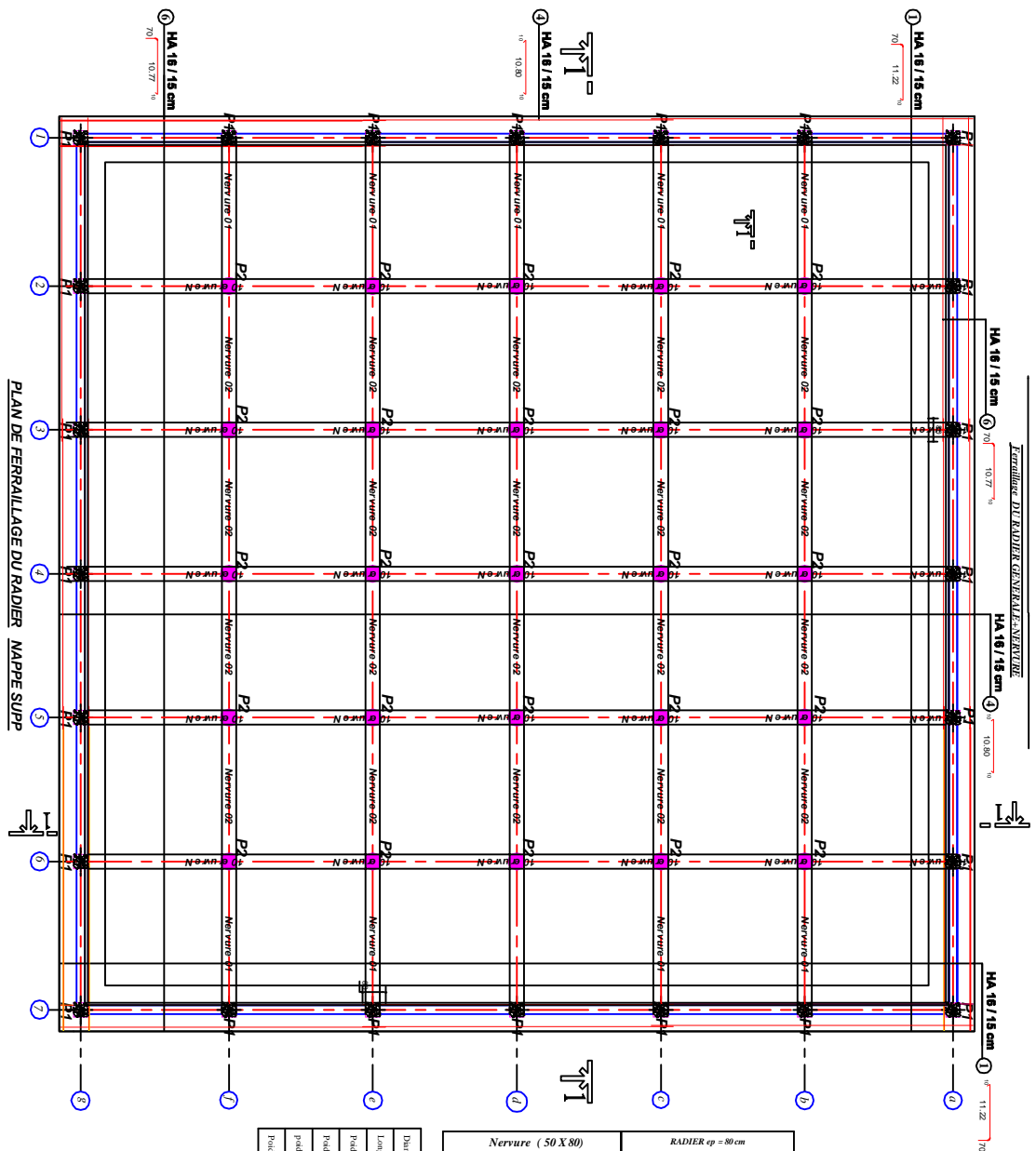


Coupe 3-3





**Ferraille de Radier Général-Service**



**NRVURES 01 ET 02 (50 X 80)**

**Niveau : +61.40 m**

**Nombre = 10**

**FERRAILAGE DES NERVURES NIVEAU : +61.40 m**

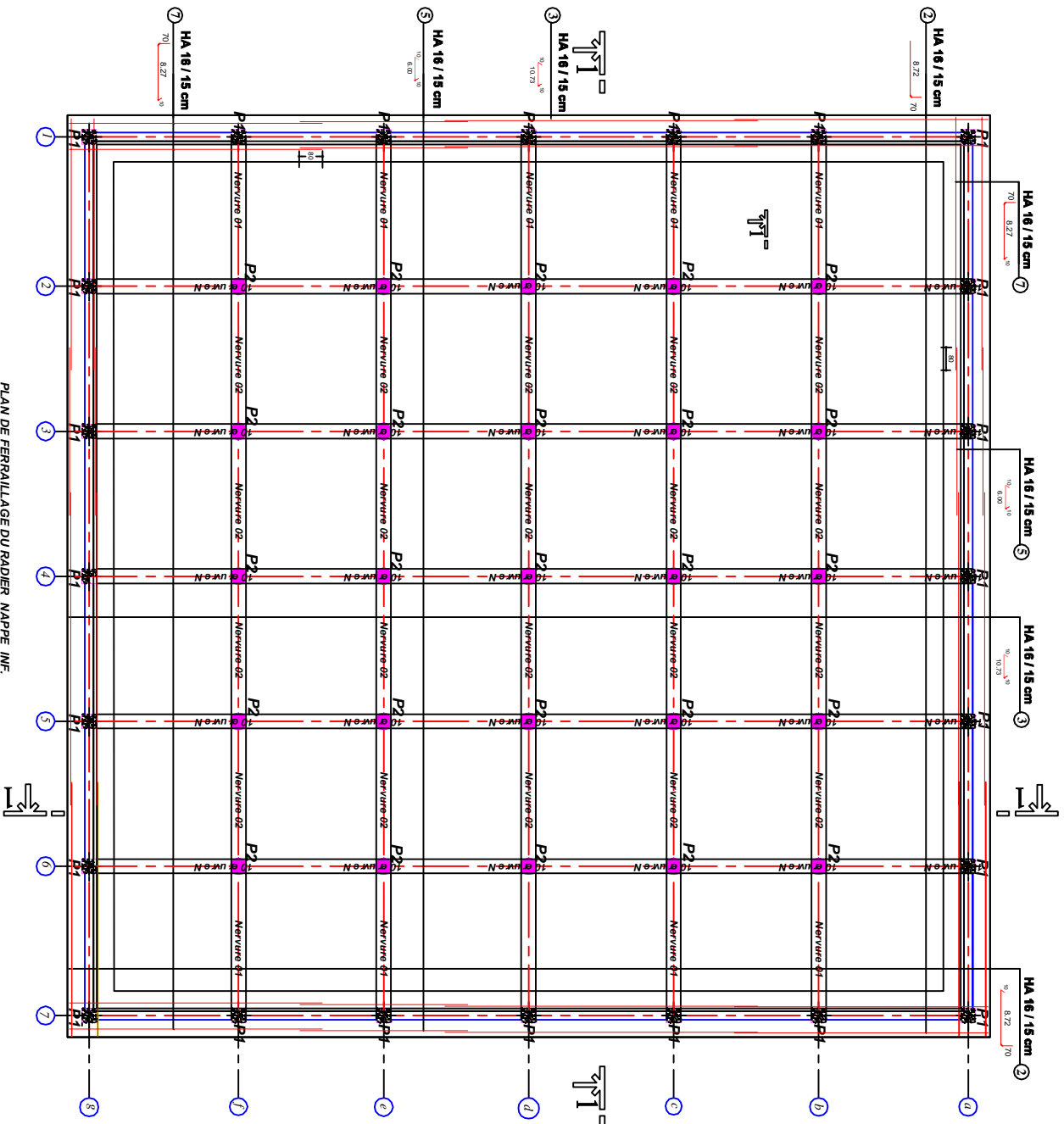
- N.B.**
- PRÉCISER LE MARQUAGE EN LETTRES ENLIGNÉES POUR LES PARTIES ENTRAVÉES DE L'ÉLÉMENT ET L'ASSEMBLAGE DES PARTIES ENLIGNÉES.
  - DÉFINIR LE MARQUAGE ALPHABÉTIQUE DES PARTIES ENLIGNÉES.
  - DÉFINIR LE MARQUAGE NUMÉRIQUE DES PARTIES ENLIGNÉES.
  - LES PARTIES ENLIGNÉES SONT OBLIGATOIRES AU NIVEAU DES PARTIES ENLIGNÉES.
  - LES PARTIES ENLIGNÉES SONT OBLIGATOIRES AU NIVEAU DES PARTIES ENLIGNÉES.
  - LES PARTIES ENLIGNÉES SONT OBLIGATOIRES AU NIVEAU DES PARTIES ENLIGNÉES.

**NOMENCLATURE DES PIÈCES ET FAÇONNEMENTS (Kilogrammes)**

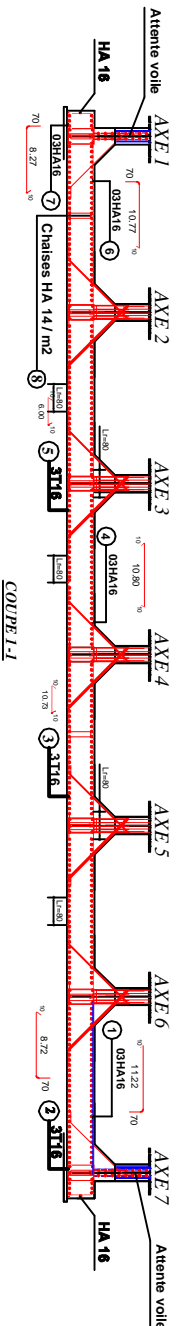
REF	Q	Longueur	Niveau	Longueur habituelle	Système
(mm)	(m)	(m)	(m)	(m)	
<b>RADIER</b>					
1	16	12	849	10188	10 1127 10
2	16	9,52	849	8082,96	10 8271 10
3	16	9,93	849	8420,57	10 1073 10
4	16	11	849	9398	10 1080 10
5	16	6,30	849	5263,80	10 1080 10
6	16	12	849	10188	10 1127 10
7	16	9,52	849	8082,96	10 8271 10
8	14	2	1011	2022	10 1080 10
9	16	9,07	90	823,70	10 1077 10
10	16	11,57	90	1041,30	10 1077 10
11	16	10,83	90	883,70	10 1073 10
12	16	11,90	90	990	10 1080 10
13	16	8,20	90	558	10 1080 10
14	16	11,57	90	1041,30	10 1077 10
15	16	9,07	90	823,70	10 1077 10
16	8	2,36	2100	5097	10 827 10
17	8	3	2100	5480	10 827 10

Diamètre	3	10	12	14	16
Longueur totale des fers	1157	-	-	2022	6588,30
Poids Kg/m	0,392	0,613	0,882	1,201	1,564
Poids / Diam Kg	438,18	-	-	2428,42	10346,70
Poids total (Kg)	-	-	-	110436,30	-
Poids moyen ds 5% (Kg)	-	-	-	115586,11	-

FERRAILLAGE DES ELEMENTS PRINCIPAUX RESERVE VOIRS (02 X5000) m<sup>2</sup>  
 Ferrillage DU RADIER GENERALE-NEVRURE



PLAN DE FERRAILLAGE DU RADIER NAPPE INF.



COUPE I-I

NOTER :  
 - PRÉCISER LA MARGE EN HAUTEUR DE LA NEVRURE EN FONCTION DE LA CLASSE DE BÉTON ET DE LA CLASSE DE FERRAILLAGE.  
 - PRÉCISER LA MARGE EN HAUTEUR DE LA NEVRURE EN FONCTION DE LA CLASSE DE BÉTON ET DE LA CLASSE DE FERRAILLAGE.  
 - PRÉCISER LA MARGE EN HAUTEUR DE LA NEVRURE EN FONCTION DE LA CLASSE DE BÉTON ET DE LA CLASSE DE FERRAILLAGE.  
 - PRÉCISER LA MARGE EN HAUTEUR DE LA NEVRURE EN FONCTION DE LA CLASSE DE BÉTON ET DE LA CLASSE DE FERRAILLAGE.

SOMMERAIRE DES FERS ET TACONS À RÉSERVER POUR 800 m<sup>2</sup>

N°	Ø	Longueur (m)	Nbre	Longueur totale (m)	Schéma
<b>RADIER</b>					
1	16	12	849	10188	50 1128 170
2	16	9.52	849	8082.48	50 832 170
3	16	9.52	849	8082.48	50 1032 16
4	16	11	849	9539	50 1030 16
5	16	6.20	849	5268.80	50 1030 16
6	16	12	849	10188	50 1128 16
7	16	9.52	849	8082.48	50 832 16
8	14	2	1011	2022	50 832 16
9	16	9.07	90	816.30	50 1027 170
10	16	11.57	90	1037.10	50 1027 170
11	16	14.00	90	1260.00	50 1020 16
12	16	11.00	90	990.00	50 1030 16
13	16	4.20	90	378.00	50 1030 16
14	16	11.57	90	1037.10	50 1027 170
15	16	9.07	90	816.30	50 1027 170
16	8	2.38	2160	5184	50 1027 170
17	8	3	2160	6480	50 1027 170

Nevrure (50 X 80)	RADIER ep = 80 cm
1	10188
2	8082.48
3	8082.48
4	9539
5	5268.80
6	10188
7	8082.48
8	2022
9	816.30
10	1037.10
11	1260.00
12	990.00
13	378.00
14	1037.10
15	816.30
16	5184
17	6480

Ø	Longueur totale des fers	Poids (Kg) / ml	Poids / Demi kg	Poids total (Kg)
8	11517	0.392	0.812	4581.81
10	-	-	-	-
12	-	-	-	-
14	-	-	-	-
16	-	-	-	-

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16

GMH  
 11998411



