

Sommaire

Introduction générale	1
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	2
1.1. Présentation de l'ouvrage	3
1.1.1. Implantation du projet	3
1.1.2. Description du projet	3
1.1.3. Caractéristiques géométriques de la structure	4
1.1.4. Classification de l'ouvrage selon son importance	4
1.1.5. Conception de la structure du bâtiment	4
1.1.6. Etude géotechnique	5
1.2. Caractéristiques des matériaux	5
1.2.1. Le béton	5
1.2.2. L'acier:	7
CHAPITRE 2 PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES.....	10
2.1. Introduction	11
2.2. Pré dimensionnement	11
2.2.1 Plancher	11
2.2.2 Poteaux	12
2.2.3 Les poutres	15
2.2.4. Les Poutrelles	16
2.2.5. Les voiles	17
2.3. Descente de charges	18
2.3.1 Introduction	18
2.3.2. Plancher terrasse accessible	18
2.3.3. Plancher étage courant	19
2.3.4. Cloison intérieure	20
2.3.5. Cloison extérieure	21
2.3.6. Balcon	21
2.3.7. Escalier	22
CHAPITRE 3 ETUDE DES PLANCHERS	23
3.1. Introduction	24
3.2. Etude des poutrelles	24
3.2.1. Les charges appliquées sur les poutrelles	24

3.2.2. Evaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants	25
3.2.3. Tableaux d'évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants des poutrelles	29
3.2.4. Détermination du ferraillage des poutrelles	31
3.3. Ferraillage de la dalle de compression	36
3.4. Etude des dalles pleines	36
3.4.1. Etude de dalle pleine des sous-sols	36
3.4.2. Etude des balcons	40
CHAPITRE 4 ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	46
4.1. Etude des escaliers	47
4.1.1 Introduction	47
4.1.2 Calcul des escaliers	47
4.2. L'ascenseur	61
4.2.1. Introduction	61
4.2.2. Etude de l'ascenseur	62
4.2.3. Evaluation des charges	63
4.2.4. Vérification au poinçonnement :	63
4.2.5. Evaluation des moments	64
4.2.6. Calcul du ferraillage	69
4.3. Etude de l'acrotère	70
4.3.1 Introduction	70
4.3.2 Evaluation des charges	71
4.3.3. Calcul des sollicitations	71
4.3.4. Calcul de l'excentricité	72
4.3.5. Détermination du ferraillage	72
CHAPITRE 5 ETUDE SISMIQUE	76
5.1 Introduction	77
5.2 Objectifs de l'étude dynamique	77
5.3 Méthodes de calcul	77
5.3.1 Méthode statique équivalente	77
5.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale	78
5.4 Choix de la méthode de calcul	78
5.5 Modélisation de la structure étudiée	79

5.6 Analyse du modèle	79
5.7 Méthodes statique équivalente	81
5.7.1 Détermination de la force sismique.....	81
5.7.2 Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau ..	85
5.7.3 Vérification du coefficient de comportement R	86
5.7.4 Période et facteur de participation modal	89
5.8 Méthode d'analyse spectrale modale	89
5.9 Résultats des forces sismiques de calcul	90
CHAPITRE 6 ETUDE DES ELEMENTS RESISTANTS DE LA STRUCTURE	91
6.1. Introduction	92
6.2. Les poteaux	92
6.2.1. Les combinaisons de calcul	92
6.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales	92
6.2.3. Exemple d'étude d'un poteau	93
6.3. Les poutres	96
6.3.1. Exemple d'étude d'une poutre principale.....	96
6.3.2. Exemple d'étude d'une poutre secondaire	99
6.4. Etude des voiles	104
6.4.1. Introduction.....	104
6.4.2. Les combinaisons	104
CHAPITRE 7 LES FONDATIONS	107
7.1 Introduction	108
7.2 Le choix de type de fondation	108
7.2.1 Pré dimensionnement	109
7.2.2. Les différentes sollicitations	110
7.2.3. Calcul du ferrailage	111
CHAPITRE 8 ETUDE ECONOMIQUE	118
8.1 Introduction	119
8.2 Le management de projet	119
8.2.1 Projet	119
8.2.2 Le cycle de vie d'un projet	120
8.2.3 Les différents intervenants du projet	121
8.3 Planification et ordonnancement	122

8.3.1 Introduction	122
8.3.2 Définition de la planification de projet	122
8.3.3 Le découpage du projet	122
8.4 Définition des ressources	127
8.5 Etude économique	128
8.6 Courbe financière	129
8.7 Conclusion	129
Conclusion générale	130

Liste des tableaux

CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	2
Tableau 1.1 : Les caractéristiques des aciers utilisés.....	8
CHAPITRE 2 PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES	10
Tableau 2.1 : Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux.	14
Tableau 2.2 Récapitulation des épaisseurs des voiles.	18
Tableau 2.3 : Les charges du plancher terrasse.	19
Tableau 2.4 : Les charges du plancher étage courant.	20
Tableau 2.5 Charges permanents des murs cloisons.	20
Tableau 2.6 Charges permanents des murs extérieurs.....	21
Tableau 2.7 Évaluation des charges pour le balcon	21
Tableau 2.8 Évaluation des charges pour le palier.	22
Tableau 2.9 Évaluation des charges pour la volée.	22
CHAPITRE 3 ÉTUDE DES PLANCHERS.....	23
Tableau 3.1. Évaluation des charges.....	24
Tableau 3.2 Différent sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers RDC et mezzanine.	30
Tableau 3.3 Différent sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers des étages courants.	30
Tableau 3.4 Différent sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers de l'étage 13...	30
Tableau 3.5 Différent sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers terrasse.....	30
Tableau 3.6 Tableau récapitulatif de ferraillage des poutrelles.	35
Tableau 3.7 Décente de charge de la dalle pleine	36
Tableau 3.8. Ferraillage du balcon de type II.....	44
CHAPITRE 4 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.....	46
Tableau 4.1 les caractéristiques des différentes volées.....	49
Tableau 4.2 Évaluation des charges et des surcharges pour le palier.....	49
Tableau 4.3 Évaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.	50
Tableau 4.4 la charge et la surcharge des différentes volées.	50
Tableau 4.5 les efforts internes pour les différentes volées.	50
Tableau 4.6 la charge et la surcharge des différentes volées.	60

Tableau 4.7 les efforts internes pour les différentes volées	60
Tableau 4.8. Ferraillage des escaliers de la mezzanine	60
Tableau 4.9.Les moments isostatiques du rectangle 1	65
Tableau 4.10. Les moments isostatiques des huit (8) rectangles à L'ELU.....	66
Tableau 4.11. Les moments isostatiques des huit (8) rectangles à L'ELS.	67
Tableau 4.12. Ferraillage de la dalle d'ascenseur	69
CHAPITRE 5 ÉTUDE SISMIQUE	76
Tableau 5.1 Pénalités en fonction des critères de qualité q.	82
Tableau 5.2 Poids des différents niveaux.	84
Tableau 5.3 force sismique et effort tranchant suivant X (R=5).....	85
Tableau 5.4 Force sismique et effort tranchant suivant Y (R=5).	86
Tableau 5.5 Forces sismique et efforts tranchant suivant X.	88
Tableau 5.6 Forces sismique et efforts tranchant suivant Y.	88
Tableau 5.7 Comparaison entre l'effort statique et dynamique.	90
CHAPITRE 6 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS DE LA STRUCTURE.....	91
Tableau 6.1.Vérification des poteaux sous sollicitations normales.....	93
Tableau.6.2.Les sollicitations de poteau de l'exemple	93
Tableau 6.3. Ferraillage des poteaux.	95
Tableau 6.4 La section des armatures transversal des poteaux.....	96
Tableau 6.5. Sollicitations de la poutre principale	97
Tableau 6.6. Sollicitations de la poutre secondaire.....	99
Tableau 6.7.Tableau de ferraillage des poutres.....	103
Tableau 6.8.Sollicitation des voiles.	104
Tableau 6.9. Ferraillage des deux types de voiles.	106
CHAPITRE 7 LES FONDATIONS.....	107
Tableau 7.1. Sollicitations du radier.	111
CHAPITRE 8 ÉTUDE ÉCONOMIQUE	118
Tableau 8.1 Le WBS du projet.....	125
Tableau 8.2 Les ressources matérielles (Matériaux) du projet	129

Liste des figures

CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	2
Figure.1.1: Vue panoramique de l'immeuble.	3
Figure.1.2 : diagramme contrainte – déformation de béton.	7
Figure.1.3 : diagramme contrainte – déformation de l'acier.	8
CHAPITRE 2 PRÉ DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGES	10
Figure.2.1 : Dessin d'un plancher en corps creux.....	12
Figure.2.2 : Section du poteau le plus sollicité.....	13
Figure.2.3 : Coupe d'une poutrelle.	16
Figure.2.4 Coupe de voile en élévation.	17
Figure.2.5 : Détail des constituants du plancher terrasse accessible.	18
Figure.2.6. Détail des constituants du plancher étage courant.....	19
Figure.2.7. Coupe transversale du mur cloison.....	20
Figure.2.8 Coupe transversale des murs exterieurs.....	21
Figure.2.9 Schéma d'une volée.	22
CHAPITRE 3 ÉTUDE DES PLANCHERS.....	23
Figure. 3.1. Schéma statique des différents types de poutrelle.	25
Figure.3.2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à l'aide du SAP2000).....	29
Figure.3.3 Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon	40
Figure.3.4 Schéma statique des charges appliquées sur le balcon de type I.....	40
Figure.3.5 Schéma statique des charges appliquées sur le balcon de type II.	44
Figure 3.6 Dessin de ferraillage de la dalle pleine de type2.	45
CHAPITRE 4 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES.....	46
Figure.4.1 Schéma d'un escalier.	47
Figure.4.2 Coupe transversale d'une volée.....	47
Figure.4.3. Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	62
Figure.4.4. schéma statique de la dalle d'ascenseur.....	64
Figure.4.5. Coupe transversale de l'acrotère.	71
Figure.4.6. Coupe transversale d'un mètre linéaire de l'acrotère.	72
Figure.4.7 Ferraillage de l'acrotère.....	75
Figure.4.8 Coupe AA de l'acrotère.	75
CHAPITRE 5 ÉTUDE SISMIQUE	76

Figure 5.1 La première disposition des voiles.	79
Figure 5.2 La deuxième disposition des voiles.	80
Figure 5.3 La troisième disposition des voiles.	80
Figure 5.4 La quatrième disposition des voiles.	81
Figure 5.5 Périodes et facteur de participation modal.	89
Figure 5.6 La courbe de spectre de réponse.	90
CHAPITRE 6 ÉTUDE DES ÉLÉMENTS RÉSISTANTS DE LA STRUCTURE	91
CHAPITRE 7 LES FONDATIONS.....	107
Figure.7.1 Moments M11 a l'ELU.....	110
Figure.7.2 Moments M22 a l'ELU.....	110
Figure.7.3. Les dimension de la nervure.	114
CHAPITRE 8 ÉTUDE ÉCONOMIQUE	118
Figure 8.1 Objectif principal d'un projet.....	119
Figure 8.2 Cycle de vie d'un projet.....	120
Figure 8.3 la courbe financière (courbe en S).....	129

Notations

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible de l'acier
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a $\{j\}$ jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a $\{j\}$ jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures

d'	Distance entre les armatures supérieures et la fibre neutre
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure
Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids au niveau {i}
C_T	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_T	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
f	Flèche
f_{adm}	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression
f_e	Limite d'élasticité de l'acier

E_{ij} Module d'élasticité instantané

E_{vj} Module d'élasticité différé

E_s Module d'élasticité de l'acier

Introduction générale

De même qu'il est préférable pour la santé d'un être humain d'avoir une bonne hygiène de vie, avant de se soigner si nécessaire, il est préférable pour un bâtiment d'avoir une bonne conception pour optimiser l'application des règles de calcul parasismique en prévision d'un tremblement de terre.

Ce dernier provoque des secousses qui agissent sur le bâtiment ayant pour conséquences des contraintes et des déformations.

Il est question donc de prévoir les modes de déformation des constructions sous l'effet des secousses, et de maîtriser l'importance de ces déformations et contraintes sur l'ensemble de la structure porteuse et sur chacun des éléments qui la composent. La résistance des matériaux utilisés, leur mise en œuvre et leurs caractéristiques diverses définies par l'ingénieur doivent permettre à la construction de répondre aux sollicitations d'origine sismique.

Les sismologues et les géotechniciens ont donné à l'ingénieur une pré-estimation des accélérations du sol dues aux secousses possibles sur chaque site. Les réglementations, RPA99 V.2003, BAEL 91, nous donnent les valeurs minimum légales pour chaque type de site et de construction, ainsi que toutes les règles de calcul.

D'autre part, le développement au domaine des matériaux ne cesse de progresser, en nous offrant des solutions face à ces problèmes.

Malgré cela le béton reste l'outil le plus performant dans le domaine de la construction. Son coût faible, sa disponibilité ont été les facteurs déterminants de son succès.

L'utilisation du logiciel SAP2000 permet, après entrée de données structurelles, mais également des données d'exécution, de pouvoir dérouler des règles de calcul complexes et fastidieuses. La fiabilité des résultats est malgré tout étroitement liée à la pertinence et à l'exactitude de ces données préalablement saisies.

Ceci étant, notre projet de fin d'études, au sein de la faculté de technologie, a pour but l'étude parasismique d'un bâtiment en béton armé composé de 3 sous-sol, d'un RDC et de 13 étages, situé à Tlemcen (zone sismique I). Enfin on termine par l'étude économique comportant une étude managériale réalisée par le logiciel MS Project.

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1. Présentation de l'ouvrage :

1.1.1. Implantation du projet :

Ce projet est implanté en lieu et place de l'ex-souk el-fellah d'el-Kiffane, dans la wilaya de Tlemcen. Il comporte des logements pour usage d'habitation, mais aussi des locaux commerciaux et socio professionnels. Il est de type haut standing avec une forme géométrique en U.

La partie que nous projetons d'étudier, dans ce mémoire, est un immeuble à 3 sous-sols, RDC, et une partie à 12 étages et une autre à 13 étages.

La région de l'implantation de cet ouvrage est une région de faible activité sismique (Zone I), selon le règlement parassismique algérien (RPA 99 v.2003).



Figure.1.1: Vue panoramique de l'immeuble.

1.1.2. Description du projet :

Le bâtiment à multiple usages est constitué de :

- 3 sous-sols destinés aux commerces et au parking. La hauteur du premier sous-sol, situé directement sous le RDC, est de 4,08 m. Les deux autres sous sol sont de 2,89 m de hauteur.
- Un rez de chaussé réservé aux boutiques et aux magasins qui est d'une hauteur de 3,68 m, ainsi qu'une mezzanine de 2,72 m de hauteur.
- 13 étages pour habitation composés de logement de type F5, de 3,07 m de hauteur.
- 2 terrasses accessibles correspondant à chacun des niveaux (42,67 m pour le niveau 12 et 45,74 m pour le niveau 13).

1.1.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

La structure se caractérise par :

- Une Longueur en plan : 32,787 m
- Largeur en plan : 15,59 m
- Hauteur totale : 45,74 m

La structure du bâtiment présente une irrégularité en plan et en élévation.

1.1.4. Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le niveau de la protection parasismique du bâtiment doit être modulé en fonction de l'enjeu associé à une classification des bâtiments en catégorie d'importance et donc établie en fonction des risques pour la sécurité des personnes.

Tout ouvrage doit être classé dans l'un des 4 groupes :

Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale.

Groupe 1B : Ouvrage de grande importance.

Groupe 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : Ouvrage de faible importance.

Notre bâtiment est collectif. Sa hauteur ne dépasse pas 48 m. Il est classé dans le groupe 2 selon le RPA 99 v 2003.

1.1.5. Conception de la structure du bâtiment :

a- Structure de contreventement :

Le contreventement dans ce bâtiment est assuré par :

- Des portiques auto stables en béton armé.
- Des murs voiles.

b-Planchers :

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux niveaux d'une habitation.

Dans ce bâtiment les dalles en corps creux sont utilisées comme des planchers pour les étages courant et RDC, et les dalles pleines pour les planchers de sous-sol.

c-Maçonnerie :

On opte pour la brique creuse de (15 cm ,10 cm) concernant les murs extérieurs de double parois, séparés par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés par des briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

d-Ascenseur :

Vu la hauteur élancée de ce bâtiment, on a opté pour l'utilisation des ascenseurs pour faciliter le déplacement des personnes entre les étages.

1.1.6. Etude géotechnique :

Le terrain destiné à implanter la structure, appartient à la période géologique du miocène et se compose de marnes jaunâtres, pâteuses devenant assez raides en profondeur, avec des niveaux conglomératiques, aussi par les calcaires blanchâtres, compacts-durs, parfois conglomératiques à gréseux, et, à un degré moindre, par des argiles marrons à rougeâtres, rencontrées en intercalations, dans un contexte hétérogène, beaucoup plus perceptible en profondeur.

D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol établi par le LTPO, la contrainte admissible est 2.3 bars.

1.2. Caractéristiques des matériaux :

1.2.1. Le béton :

Le béton est un matériau composite, il se constitue d'un mélange d'agrégats, de ciment, de sable, et d'eau. Son comportement physique est complexe, il est influencé par sa composition ;

À savoir :

Le rapport eau/ciment, ciment/agrégat, la forme et la dimension des agrégats et le type de ciment seront établies selon les règles en vigueur.

a- La masse volumique du béton :

La masse volumique du béton varie entre 2200 kg/m^3 et 2400 kg/m^3 . On considère réglementairement que sa masse volumique du béton armé est de 2500 kg/m^3 .

b- La déformation thermique du béton :

La déformation thermique est l'augmentation ou la diminution de la longueur : $\Delta l = \pm l \cdot \alpha \cdot \Delta t$. Tel que :

Δt : la variation de température.

α : le coefficient de dilatation, varie entre 7 et $12 \cdot 10^{-6}$ pour le béton, et entre $10 \cdot 10^{-6}$ pour le béton armé.

l : la longueur initiale.

c- La résistance du béton à la compression :

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression selon l'évolution de son âge. Cette résistance est notée f_{cj} , et exprimée en MPa.

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \cdot f_{c28} \text{ ; pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

Pour : $j \geq 60$ jours : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

d- La résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est caractérisé par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \text{ (en MPa).}$$

Pour $t = 28$ j, on a : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot 25 \rightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa.

e- La déformation longitudinale du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton E_{ij} est égal à :

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

Pour $j = 28$ jours $E_{i28} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32.164,1951$ MPa.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage. Le module de déformation différée du béton E_{vj} est égale à :

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

Pour $j = 28$ jours $E_{i28} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10.818,8656$ MPa.

f- Le coefficient de poisson :

Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre les deux déformations (transversales et longitudinales), et égal à:

0 pour le calcul à ELU.

0,2 pour le calcul à ELS.

g- Les contraintes limites :

I. État limite ultime :

La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

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

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas généraux.

$\gamma_b = 1,15$ pour les cas accidentels.

Et : $\theta = 1$ pour une longue durée > 24 h

$\theta = 0,9$ si : $1h < \text{la durée} < 24$ h

$\theta = 0,85$ si : la durée $< 1h$

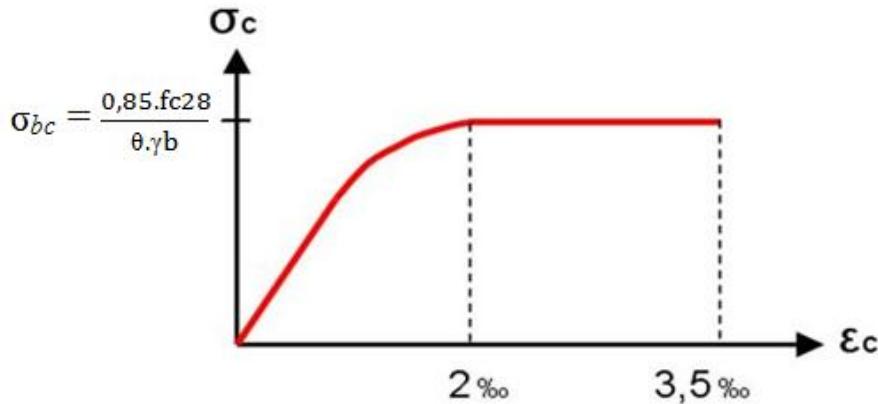


Figure.1.2 : diagramme contrainte – déformation de béton.

II.État limite de service :

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

III. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte limite de cisaillement prend ces valeurs :

1. Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{[0,2 \times f_{c28}]}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

-les actions permanentes : $\tau_u = \min [3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}] \rightarrow \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$

-les actions accidentelles : $\tau_u = \min [4,34 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}] \rightarrow \tau_u = 4,34 \text{ MPa}$

2. Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{[0,15 \times f_{c28}]}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

-les actions permanentes : $\tau_u = \min [2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] \rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$

-les actions accidentelles : $\tau_u = \min [3,26 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}] \rightarrow \tau_u = 3,26 \text{ MPa}$

1.2.2. L'acier :

L'acier est l'association de Fer et Carbone. Le pourcentage de Carbone est de 0,5% à 2%, et en fonction de ce pourcentage on peut définir plusieurs qualités. Les aciers présentent une grande ductilité et une forte résistance à la traction. Sa température de fusion varie de 1400 à 1600°, la densité varie entre 7,8 à 7,9 kg/dm³. Sa limite d'élasticité garantie est désignée par f_e .

On prévoit des aciers :

- Acier Ha FeE400 ($f_e=400 \text{ MPa}$), pour les armatures longitudinales.
- Acier RL FeE235 ($f_e=235 \text{ MPa}$), pour les armatures transversales.
- Acier TSL ($f_e=500 \text{ MPa}$), pour les treillis soudés.

L'acier est caractérisé par un module d'élasticité longitudinal pris égale à $E_s = 200000$ MPa.

Tableau 1.1 : Les caractéristiques des aciers utilisés.

Acier	Nuance	Limite d'élasticité (f_e)	Emploi
Barre à haute adhérence HA	FeE400	400	Les travaux en béton armé
Les ronds lisses RL	FeE235	235	Emploi courant. épingle de levage des pièces Préfabriquées
Les treillis soudés TS	TSL	500	Les dalles de compression

- **Contraintes limites :**

- **L'état limite ultime :**

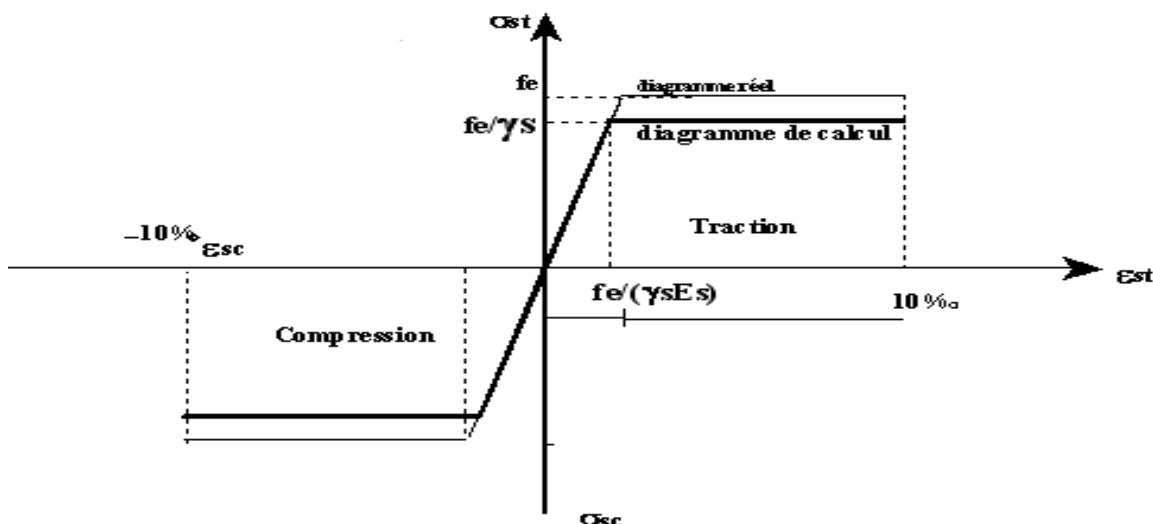


Figure.1.3 : diagramme contrainte – déformation de l'acier.

Le diagramme ci dessus représente les variations contrainte-déformation de l'acier.

D'où : $\varepsilon_s = \sigma_s / E_s$ avec $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.

γ_s : est le coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel.

$\gamma_s = 1,15$ dans cas durable ou transitoire.

- **L'état limite service :**

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

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

-**Fissuration préjudiciable** :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266,66; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

-Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(200; 164,97) = 164,97 \text{ MPa}$$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

CHAPITRE 2

PRE

DIMENSIONNEMENT ET

DESCENTE DE

CHARGES

2.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du B.A.E.L 91 et le R.P.A 99 modifié en 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et de béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2.2. Pré dimensionnement :

2.2.1 Plancher :

Dans cette structure, les planchers sont à corps creux, qui n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

Détermination de l'épaisseur :

Le plan est sous forme de L. Pour un meilleur dimensionnement de plancher, on le divise en deux parties.

- Première partie :

$$h \geq \frac{L}{22.5} \rightarrow h \geq \frac{4,70}{22.5} = 0,2088 \text{ on prend } h = 21 \text{ m}$$

Donc $h = (16+5) \text{ cm}$.

1 : plus grande porté dans le sens considéré.

16 cm : corps creux.

5 cm : dalle de compression.

- Deuxième partie :

$$h \geq \frac{L}{22.5} \rightarrow h \geq \frac{3,4}{22.5} = 0,151 \text{ on prend } h = 21 \text{ m}$$

donc $h = (16+5) \text{ cm}$.

1 : plus grande porté dans le sens considéré.

16 cm : corps creux.

5 cm : dalle de compression.

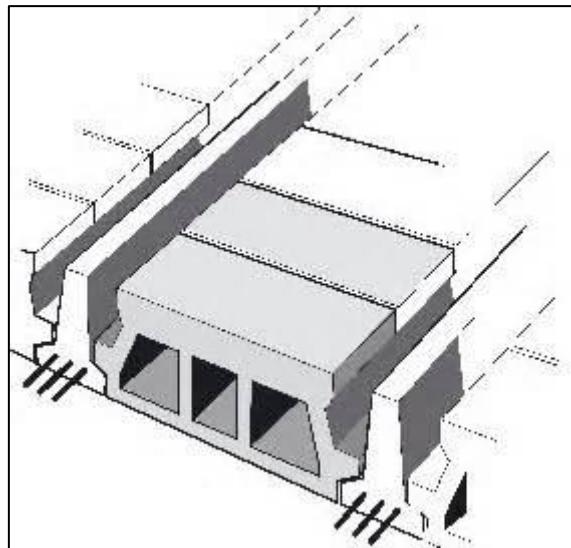


Figure.2.1 : Dessin d'un plancher en corps creux.

2.2.2 Poteaux :

Les poteaux sont soumis à l'effort de compression. Le calcul doit vérifier les conditions imposées par les règles définis en vigueur dans le RPA99 v. 2003 mais aussi le BAEL91, vis-à-vis de la compression centrée appliquée à la section du poteau.

-Selon le RPA 99 v.2003 ; les poteaux doivent respecter les conditions ci après :

$$\begin{cases} \text{Min (a, b)} \geq 25 \\ \text{Min (a, b)} \geq h_e/20 \\ 1/4 \leq a/b \leq 4 \end{cases}$$

Avec h_e : la hauteur du poteau.

-Selon le BAEL91 :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left(\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \cdot f_e}{\gamma_s} \right)}$$

B_r : la section réduite du béton.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux, évalué par les valeurs suivantes :

$$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$$N_u = p \times s \times n \quad \text{avec } p=1t/m^2 \text{ (par étage).}$$

S : la section que doit supporter le poteau le plus sollicité.

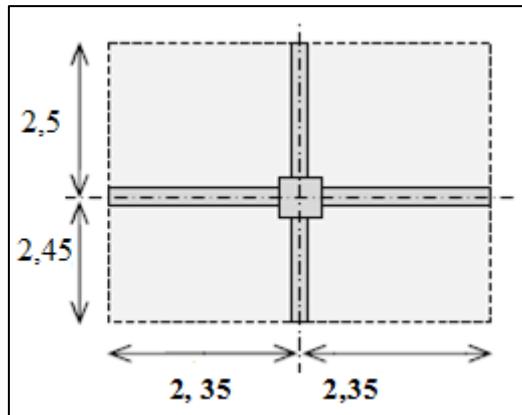


Figure.2.2 : Section du poteau le plus sollicité.

- Pour le premier et le deuxième plancher :

$$S = (2,45 + 2,5) \times (2,35 + 2,35) = 23,265 \text{ m}^2$$

n : le nombre des étages.

f_e : 400 MPa.

$$f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot 28}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b = 1,5 \text{ (cas général)}, \theta = 1 \text{ (charge > 24 h)}$$

$$f_{bc} = (0,85 \cdot 25) / (1,15) = 14,17 \text{ MPa.}$$

-Pour le sous sol 3 :

$$Nu = 1 \times 23,265 \times 18 = 418,77 \text{ t/m}^2$$

$$Br \geq \frac{1,2,4,1877}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \cdot 400}{100 \cdot 1,15}} \rightarrow Br \geq 0,2687$$

$$\text{On a: } Br \geq (a - 0,02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{Br} + 0,02$$

$$\text{Donc } a \geq 0,538 \text{ m}$$

On prend : $a=b=55 \text{ cm}$ dont au poteau de $(55 \times 55) \text{ cm}^2$.

Vérification aux conditions du RPA99 v.2003 :

$$\text{Min (a,b)} \geq 25 \rightarrow \text{Min (55;55)} = 55 > 25 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Min (a,b)} \geq \text{he/20} \rightarrow \text{Min (55;55)} = 55 ; \text{he/20} = 268/20 = 13,4 \rightarrow 55 > 13,4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification du poteau au flambement :

-Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \times b^3}{12} = \frac{55 \times 55^3}{12} = 762552,0833 \text{ cm}^4.$$

-Rayons de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_{x,y}/A} = \sqrt{762552,0833/3025} = 15,877 \text{ cm}$$

Avec $A = a \cdot b = 55.55 = 3025 \text{ cm}^2$

-Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = l_f / i_x. \quad \text{Avec } l_f = 0,7 \cdot l_0 \text{ (cas général).}$$

$$l_0 = 2,89 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \cdot 2,89 = 2,023 \text{ m.}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 202,3 / 15,877 = 12,74 \rightarrow 12,74 < 50 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau 2.1 : Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux.

Les poteaux	N°	Nu (MN)	Br(m ²)	l ₀ (m)	a (cm)	b (cm)	l _f (m)	(λ _x ; λ _y) ≤ (a ; b)
Sous sol 3	18	4,1877	0,2687	2,89	55	55	2,023	12,73
Sous sol 2	17	3,9550	0,2537	2,89	55	55	2,023	12,73
Sous sol 1	16	3,7224	0,2388	4,08	55	55	2,856	17,99
RDC	15	3,4897	0,2239	3,68	50	50	2,576	21,63
Mezzanine	14	3,2571	0,2090	2,72	50	50	1,904	12,12
Étage 1	13	3,0244	0,1940	3,07	50	50	2,149	16,54
Étage 2	12	2,7918	0,1791	3,07	45	45	2,149	16,54
Étage 3	11	2,5591	0,1642	3,07	45	45	2,149	16,54
Étage 4	10	2,3265	0,1493	3,07	40	40	2,149	18,61
Étage 5	9	2,0938	0,1343	3,07	40	40	2,149	18,61
Étage 6	8	1,8612	0,1194	3,07	40	40	2,149	18,61
Étage 7	7	1,6285	0,1044	3,07	35	35	2,149	21,23
Étage 8	6	1,3959	0,0895	3,07	35	35	2,149	21,23
Étage 9	5	1,1632	0,0746	3,07	35	35	2,149	21,23
Étage 10	4	0,9306	0,0597	3,07	30	30	2,149	24,82
Étage 11	3	0,6979	0,0447	3,07	30	30	2,149	24,82
Étage 12	2	0,4653	0,0298	3,07	30	30	2,149	24,82
Étage 13	1	0,2326	0,0149	3,07	30	30	2,149	24,82

2.2.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

D'après les règles de BAEL 91, il faut que:

$$\begin{cases} L/15 \leq h \leq L/10 \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{cases}$$

L : la portée de la poutre.

b : la largeur de la section.

h : la hauteur de la section.

- **Première partie :**

- a. Les poutres principales :**

$$L_{\max} = 5 \text{ m.}$$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33,33 \leq h \leq 50 \rightarrow \text{on prend } h=45 \text{ cm.}$$

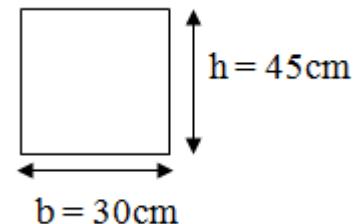
$$13,5 \leq b \leq 31,5 \rightarrow \text{on prend } b=30 \text{ cm.}$$

On vérifie les conditions suivantes de RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots 45/30 = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



Poutre principale

- b. Les poutres secondaires :**

$$L_{\max} = 4,7 \text{ m.}$$

$$\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \rightarrow 31,33 \leq h \leq 47 \rightarrow \text{on prend } h=30 \text{ cm.}$$

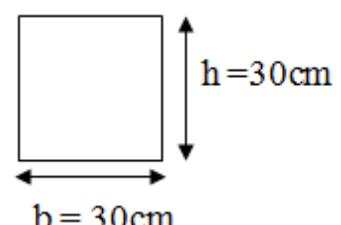
$$9 \leq b \leq 21 \rightarrow \text{on prend } b=30 \text{ cm.}$$

On vérifie les conditions suivantes de RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots 30/30 = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$



Poutre secondaire

• **Deuxième partie :**

a. Les poutres principales :

$L_{\max} = 5,00 \text{ m.}$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33,33 \leq h \leq 50 \rightarrow \text{on prend } h=45 \text{ cm.}$$

$$13,5 \leq b \leq 31,5 \rightarrow \text{on prend } b=30 \text{ cm.}$$

On vérifie les conditions suivantes de RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots 45/30 = 1,5 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Les poutres secondaires :

$L_{\max} = 3,4 \text{ m.}$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22,67 \leq h \leq 34 \rightarrow \text{on prend } h=30 \text{ cm.}$$

$$9 \leq b \leq 21 \rightarrow \text{on prend } b=30 \text{ cm.}$$

On vérifie les conditions suivantes de RPA :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots b=30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots b=30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots 30/30 = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2.2.4. Les Poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments qui constituent la structure porteuse du plancher reposent à leurs extrémités sur des murs porteurs ou des poutres en béton armé. Les poutrelles sont disposées à intervalles réguliers et reçoivent les hourdis.

b_0 : la largeur de la nervure.

b : la largeur de la table.

h_0 : la hauteur de la table.

h : la hauteur totale du plancher.

$$\left\{ \begin{array}{l} b_0 = 12 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \\ h = 21 \text{ cm} \end{array} \right.$$

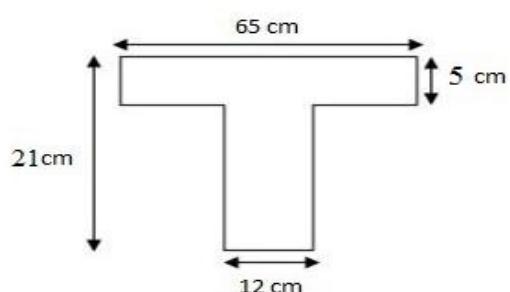


Figure.2.3 : Coupe d'une poutrelle.

2.2.5. Les voiles :

Les murs voiles se sont des éléments conçus pour résister aux forces horizontales dues aux vents et aux seimes. Ils doivent satisfaire la condition : $L \geq 4a$.

L : la longueur du voile.

a : l'épaisseur du voile.

Il faut vérifier aussi les conditions de la RPA 99v.2003 : $a \geq \frac{he}{20}$

he : la hauteur de l'étage.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

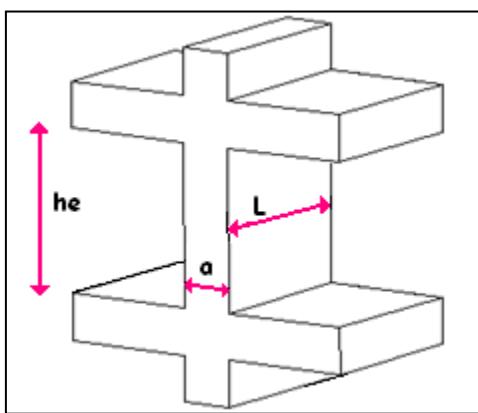


Figure.2.4 Coupe de voile en élévation.

- **Sous-sol 1**

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

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{4,08}{20} = 0,204 \text{ m}$$

L'épaisseur de mur voile du sous-sol 1 est $\geq 0,204$.

- **Sous-sol 2 et 3**

$he = 2,89 \text{ m}$

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{2,89}{20} = 0,1445 \text{ m}$$

L'épaisseur de mur voile du sous-sol 1 est $\geq 0,1445$.

- **RDC**

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

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{3,68}{20} = 0,184 \text{ m}$$

L'épaisseur de mur voile du sous-sol 1 est $\geq 0,184$.

- **Mezzanine**

$he = 2,72 \text{ m}$

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{2,72}{20} = 0,136 \text{ m}$$

L'épaisseur de mur voile du sous-sol 1 est $\geq 0,136$.

- **Étage 1,2,...,13**

he=3,06 m

$$a \geq \frac{he}{20} \rightarrow a \geq \frac{3,06}{20} = 0,1535 \text{ m}$$

L'épaisseur de mur voile du sous-sol 1 est $\geq 0,1535$.

Le tableau ci-après représente les choix des épaisseurs des murs voiles.

Tableau 2.2 Récapitulation des épaisseurs des voiles.

Niveau	a (cm)	Le choix de a (cm)
Sous-sol 1	20,4	25
Sous-sol 2 et 3	14,45	20
RDC	18,4	20
Mezzanine	13,6	20
Étages 1,2,..., 13.	15,35	20

2.3. Descente de charges :

2.3.1 Introduction :

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure, l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis la terrasse jusqu'aux fondations.

2.3.2. Plancher terrasse accessible :

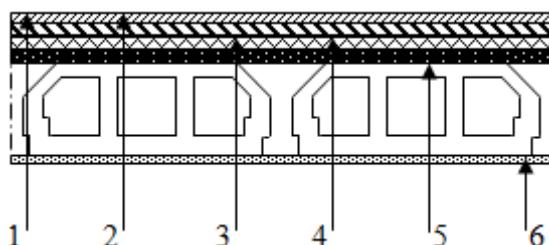


Figure.2.5 : Détail des constituants du plancher terrasse accessible.

1 → Carrelage.

4 → Dalle de compression.

2 → Mortier de pose.

5 → Corps creux.

3 → Lit de sable

6 → Enduit en plâtre.

Tableau 2.3 : Les charges du plancher terrasse.

Désignation	ρ (kg/m^3)	e (m)	$G(\text{kg}/\text{m}^2)$
Carrelage	2200	0.02	44
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Étanchéité multicouche	600	0.02	12
Isolation thermique en liège	400	0.04	16
corps creux 16cm Dalle de compression 5cm	-	0,21	310
Enduit au mortier de liant hydraulique	1800	0.02	36
$G(\text{kg}/\text{m}^2)$		669	
$Q(\text{kg}/\text{m}^2)$		150	

2.3.3. Plancher étage courant :

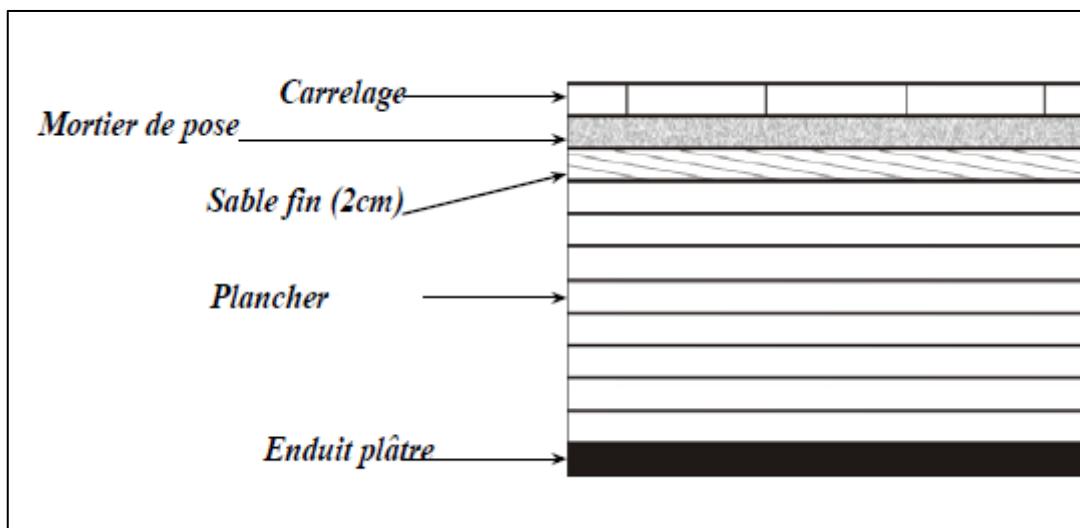
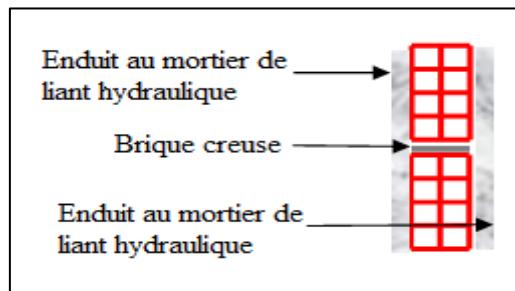
**Figure 2.6.** Détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau 2.4 : Les charges du plancher étage courant.

Désignation	ρ (kg/m^3)	e (m)	G (kg/m^2)
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Plancher en corps creux 16cm Dalle de compression 6cm	-	0,21	300
Enduit au mortier de liant hydraulique	1800	0.02	36
Cloison	1000	0.1	100
G (kg/m^2)			552
Q (kg/m^2)			150

Surcharge d'exploitation (Q) :

- Planchers de RDC et Mezzanine à usage de commerce : $Q = 250 \text{ kg}/\text{m}^2$
- Plancher de la terrasse accessible : $Q = 150 \text{ kg}/\text{m}^2$
- Plancher du premier sous-sol pour stockage : $Q = 350 \text{ kg}/\text{m}^2$
- les 2 deux planchers du deuxième et troisième sous sol destinés au parking : $Q = 250 \text{ kg}/\text{m}^2$

2.3.4. Cloison intérieure :**Figure 2.7.** Coupe transversale du mur cloison.**Tableau 2.5** Charges permanentes des murs cloisons.

Désignation	ρ (kg/m^3)	e (m)	G (kg/m^2)
Enduit au mortier de liant hydraulique	1800	0.02	36
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit au mortier de liant hydraulique	1800	0.02	36
G (kg/m^2)			162

2.3.5. Cloison extérieure :

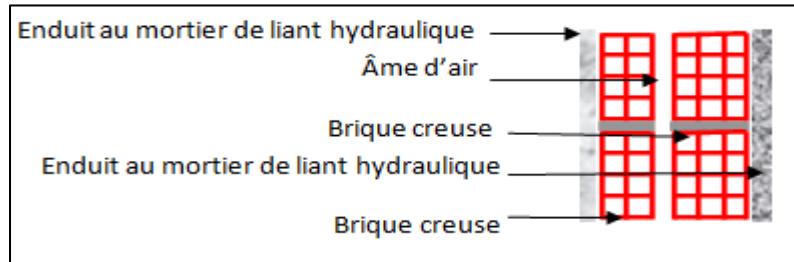


Figure.2.8 Coupe transversale des murs extérieurs.

Tableau 2.6 Charges permanents des murs extérieurs

Désignation	ρ (kg/m^3)	e (m)	G (kg/m^2)
Enduit au mortier de liant hydraulique	1800	0.02	36
Brique creuse	-	0.15	130
Brique creuse	900	0.1	90
Enduit au mortier de liant hydraulique	1800	0.02	36
G (kg/m^2)		292	

2.3.6. Balcon :

Tableau 2.7 Évaluation des charges pour le balcon

Désignation	ρ (kg/m^3)	e (m)	G (kg/m^2)
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	2000	0.02	40
Lit de sable	1800	0.02	36
Plancher en béton armé (dalle pleine)	2500	0.15	375
Enduit au mortier de liant hydraulique	1800	0.02	36
G (kg/m^2)		527	
Q (kg/m^2)		350	

2.3.7. Escalier :

- Palier

Tableau 2.8 Évaluation des charges pour le palier.

Désignation	ρ (kg/m^3)	e (m)	G (kg/m^2)
Carrelage	2000	0,02	40
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Plancher en béton armé	2500	0,18	450
Enduit au mortier de liant hydraulique	1800	0,02	36
G (kg/m^2)			602
Q (kg/m^2)			250

- Volée :

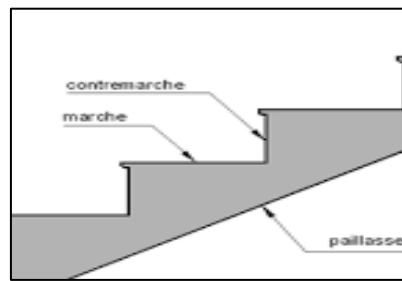


Figure 2.9 Schéma d'une volée.

Tableau 2.9 Évaluation des charges pour la volée.

Désignation	ρ (kg/m^3)	e (m)	G (kg/m^2)
Carrelage	2000	0,02	40
Mortier de pose horizontal	2000	0,02	40
Carrelage contre marche	$2000 \times \frac{0,17}{0,3}$	0,02	22,66
Mortier vertical	$2000 \times \frac{0,17}{0,3}$	0,02	22,66
Lit de sable	1800	0,02	36
Paillasse en béton armé	2500	0,16	400
Enduit au mortier de liant hydraulique	1800	0,02	36
Contre marche	$2500 \times \frac{0,17}{2}$	-	212,5
G (kg/m^2)			809,82
Q (kg/m^2)			250

CHAPITRE 3

ETUDE DES

PLANCHERS

3.1. Introduction :

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux. Le plancher est l'élément de structure supportant le sol d'un étage .il est également une couverture de l'espace intérieur. Le plancher peut être exécuté en bois, en acier ou en béton armé.

Le plancher est considéré comme élément infiniment rigide.

Dans notre structure, les planchers sont en corps creux (16+5 =21 cm).

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

3.2. Etude des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes de calcul des poutrelles, ainsi que les moments fléchissant et les efforts tranchants tel que :

- la méthode forfaitaire.
- la méthode des trois moments.
- la méthode de Caquot.

On opte pour la méthode des trois moments ainsi que le logiciel SAP2000, pour évaluer les moments et les efforts tranchants.

3.2.1. Les charges appliquées sur les poutrelles :

Tableau 3.1. Évaluation des charges.

Niveau de plancher	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	b (m)	Les combinaisons d'actions	
				ELU $q_u = (1.35G + 1.5Q)b$	ELS $q_s = (G + Q)b$
Terrasse accessible	6,69	1,5	0,65	7,33	5,32
Étages courants 1, 2, 3, , 12	5,52	1,5	0,65	6,31	4,56
RDC et Mezzanine	5,52	2,5	0,65	7,28	5,12

3.2.2. Evaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Il y a quatre types de poutrelles dans ce bâtiment suivant leurs nombres de travées ainsi que leurs longueurs.

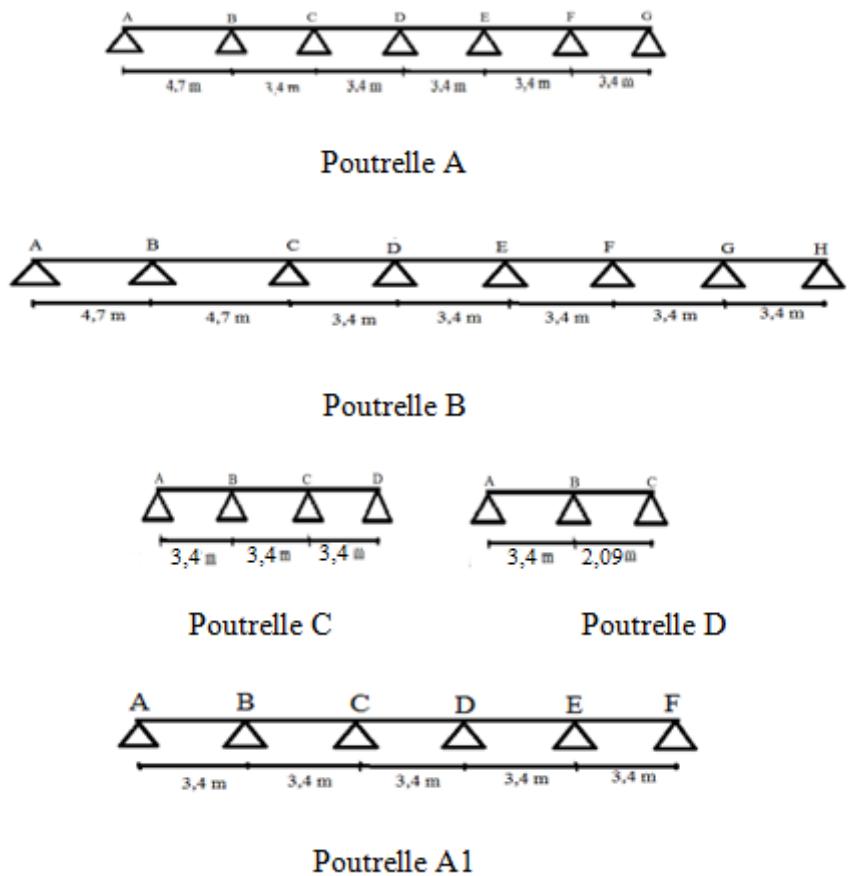


Figure. 3.1. Schéma statique des différents types de poutrelle.

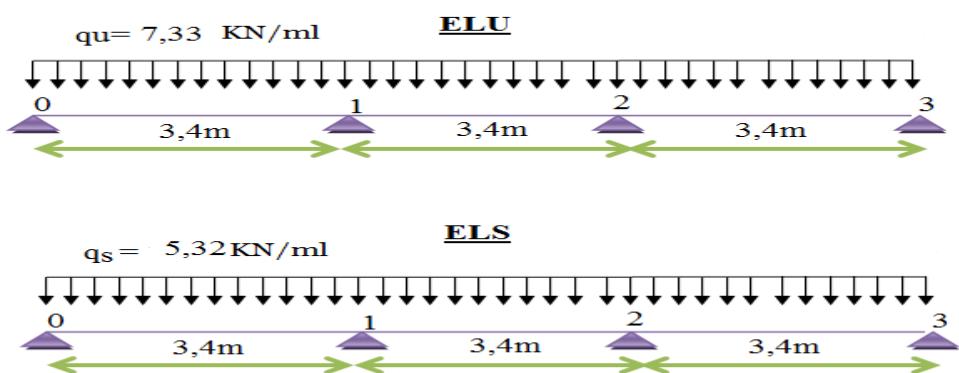
Exemple de calcul RDM, par la méthode des trois moments :

type de poutrelle : C de l'étage 13.

$q_u = 7,33 \text{ KN/ml}$; $q_s = 5,32 \text{ KN/ml}$

$L_0 = L_1 = L_2 = 3,4 \text{ m}$.

• Les moments fléchissant :



ELU :**Travée 0-1-2**

$$l_0 \cdot M_0 + 2 \cdot M_1(l_0 + l_1) + l_1 \cdot M_2 + 6 \cdot A_1 = 0$$

Au nœud 1 :

$$2 \cdot (3,4 + 3,4) \cdot M_1 + 3,4 \cdot M_2 + 6 \cdot A_1 = 0$$

$$13,6 \cdot M_1 + 3,4 \cdot M_2 + 6 \cdot A_1 = 0$$

Travée 1-2-3

$$L_1 \cdot M_1 + 2 \cdot M_2(l_1 + l_2) + l_2 \cdot M_3 + 6 \cdot A_1 = 0$$

Au nœud 2 :

$$l_1 \cdot M_1 + 2 \cdot M_2(l_1 + l_2) + l_2 \cdot M_3 + 6 \cdot A_2 = 0$$

$$3,4 \cdot M_1 + 13,6 \cdot M_2 + 6 \cdot A_2 = 0$$

On aura donc :

$$13,6 \cdot M_1 + 3,4 \cdot M_2 = -6 \cdot A_1 \dots \dots \dots (1)$$

$$3,4 \cdot M_1 + 13,6 \cdot M_2 = -6 \cdot A_2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $A = EI_Z \cdot (\omega d - \omega g)$, $\omega d = -qL^3/24EI_Z$; $\omega g = qL^3/24EI_Z$.

$$(1) = -6EI_Z \left(\left(-qL_1^3/24EI_Z \right) + \left(-qL_1^3/24EI_Z \right) \right) = -qL_1^3/2$$

$$(2) = -6EI_Z \left(\left(-qL_2^3/24EI_Z \right) + \left(-qL_2^3/24EI_Z \right) \right) = -qL_2^3/2$$

Conditions aux limites $M_0 = M_3 = 0$

Donc :

$$13,6 \cdot M_1 + 3,4 \cdot M_2 = -144,05$$

$$3,4 \cdot M_1 + 13,6 \cdot M_2 = -144,05$$

On obtient $\rightarrow M_1 = -8,475 \text{ KN.m}$; $M_2 = -8,467 \text{ KN.m}$

ELS :**Travée 0-1-2**

$$l_0 \cdot M_0 + 2 \cdot M_1(l_0 + l_1) + l_1 \cdot M_2 + 6 \cdot A_1 = 0$$

Au nœud 1 :

$$2 \cdot (3,4 + 3,4) \cdot M_1 + 3,4 \cdot M_2 + 6 \cdot A_1 = 0$$

$$13,6 \cdot M_1 + 3,4 \cdot M_2 + 6 \cdot A_1 = 0$$

Travée 1-2-3

$$L_1 \cdot M_1 + 2 \cdot M_2(l_1 + l_2) + l_2 \cdot M_3 + 6 \cdot A_1 = 0$$

Au nœud 2 :

$$l_1.M_1 + 2.M_2(l_1+l_2) + l_2.M_3 + 6.A_2 = 0$$

$$3,4M_1 + 13,6M_2 + 6A_2 = 0$$

On aura donc :

$$13,6M_1 + 3,4M_2 = -6A_1 \dots \dots \dots (1)$$

$$3,4M_1 + 13,6M_2 = -6A_2 \dots \dots \dots (2)$$

Avec : $A = EI_Z \cdot (\omega d - \omega g)$, $\omega d = -qL^3/24EI_Z$; $\omega g = qL^3/24EI_Z$.

$$(1) = -6EI_Z \left(\left(-qL_1^3/24EI_Z \right) + \left(-qL_1^3/24EI_Z \right) \right) = -qL_1^3/2$$

$$(2) = -6EI_Z \left(\left(-qL_2^3/24EI_Z \right) + \left(-qL_2^3/24EI_Z \right) \right) = -qL_2^3/2$$

Conditions aux limites $M_0 = M_3 = 0$

Donc :

$$13,6M_1 + 3,4M_2 = -104,55$$

$$3,4M_1 + 13,6M_2 = -104,55$$

On obtient $\rightarrow M_1 = -6,149 \text{ KN.m}$; $M_2 = -6,153 \text{ KN.m}$

• **Les efforts tranchants :**

ELU :

Travée 0-1 :

Calcul des réactions des appuis :

$$\text{On a } R_0 + R_1 = q_u \times L_1 \dots \dots \dots (1) \rightarrow R_0 + R_1 = 7,33 \times 3,4 = 24,92 \text{ KN.}$$

$$R_1 \times 3,4 + M_1 - q_u \times L^2/2 = 0 \rightarrow R_1 = \frac{7,33 \left(\frac{3,4^2}{2} \right) + 8,48}{3,4} = 14,95 \text{ KN}$$

$$\text{De (1) } \rightarrow R_0 = 9,972 \text{ KN}$$

$$M(x) = R_0 \cdot x - q_u \cdot x^2/2 = 9,972x - 7,33x^2/2$$

$$V(x) = -R_0 + q_u \cdot x = -9,972 + 7,33x.$$

$$M(0) = 0 ; M(3,4) = -8,469 \text{ KN.m}$$

$$V(0) = -9,972 \text{ KN} ; V(3,4) = 14,95 \text{ KN}$$

Mmax quand : $M'(x) = 0 \rightarrow x = 1,36 \text{ m}$

$$M_{\text{max}} = 6,78 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :

Calcul des réactions des appuis :

$$\text{On a } R_1 + R_2 = q_u \times L_2 \dots \dots \dots (1) \rightarrow R_1 + R_2 = 7,33 \times 3,4 = 24,92 \text{ KN.}$$

$$R_1 \times 3,4 - M_1 - q_u \times L^2/2 + M_2 = 0 \rightarrow R_1 = \frac{7,33 \left(\frac{3,4^2}{2} \right) - 8,469}{3,4} = 12,96 \text{ KN}$$

$$\text{De (1) } \rightarrow R_2 = -12,96 \text{ KN}$$

$$M(x) = M_1 + R_1 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 = -8,475 + 14,96x - 7,33x^2 / 2$$

$$V(x) = -R_1 + q_u \cdot x = -14,95 + 7,33x.$$

$$M(0) = 0 ; M(3,4) = -8,497 \text{ KN.m}$$

$$V(0) = -12,46 \text{ KN} ; V(3,4) = 12,62 \text{ KN}$$

Mmax quand : $M'(x) = 0 \rightarrow x = 1,7 \text{ m}$

$$M_{max} = 2,11 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

Calcul des réactions des appuis :

$$\text{On a } R_2 + R_3 = q_u \times L_3 \dots \dots (1) \rightarrow R_2 + R_3 = 7,33 \times 3,4 = 24,92 \text{ KN.}$$

$$R_2 \times 3,4 - M_2 - q_u \times L_3^2 / 2 = 0 \rightarrow R_2 = \frac{7,33 \left(\frac{3,4^2}{2} \right) + 8,467}{3,4} = 14,95 \text{ KN}$$

$$\text{De (1) } \rightarrow R_3 = 9,97 \text{ KN}$$

$$M(x) = M_2 + R_2 \cdot x - q_u \cdot x^2 / 2 = -8,467 + 14,95x - 7,33x^2 / 2$$

$$V(x) = -R_2 + q_u \cdot x = -14,95 + 7,33x.$$

$$M(0) = -8,467 \text{ KN.m} ; M(3,4) = 0 \text{ KN.m}$$

$$V(0) = -14,95 \text{ KN} ; V(3,4) = 10,002 \text{ KN}$$

Mmax quand : $M'(x) = 0 \rightarrow x = 2,04 \text{ m}$

$$M_{max} = 6,78 \text{ KN.m}$$

ELS :

Les étapes de calcul sont les mêmes que celles de l'ELU.

On aura donc les résultats suivants:

Travée 0-1 :

$$R_0 = 7,24 \text{ KN} , R_1 = 10,85 \text{ KN}$$

$$V(0) = -7,24 \text{ KN} , V(3,4) = 10,85 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 4,90 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :

$$R_0 = 9,04 \text{ KN}, R_1 = -9,04 \text{ KN}$$

$$V(0) = -9,04 \text{ KN}, V(3,4) = 9,04 \text{ KN}$$

$$M_{max} = 1,39 \text{ KN.m}$$

Travée 2-3 :

$$R_0 = 10,04 \text{ KN}, R_1 = 7,24 \text{ KN}$$

$$V(0) = -10,04 \text{ KN}, V(3,4) = 7,24 \text{ KN}$$

$$M \text{ max} = 4,90 \text{ KN.m}$$

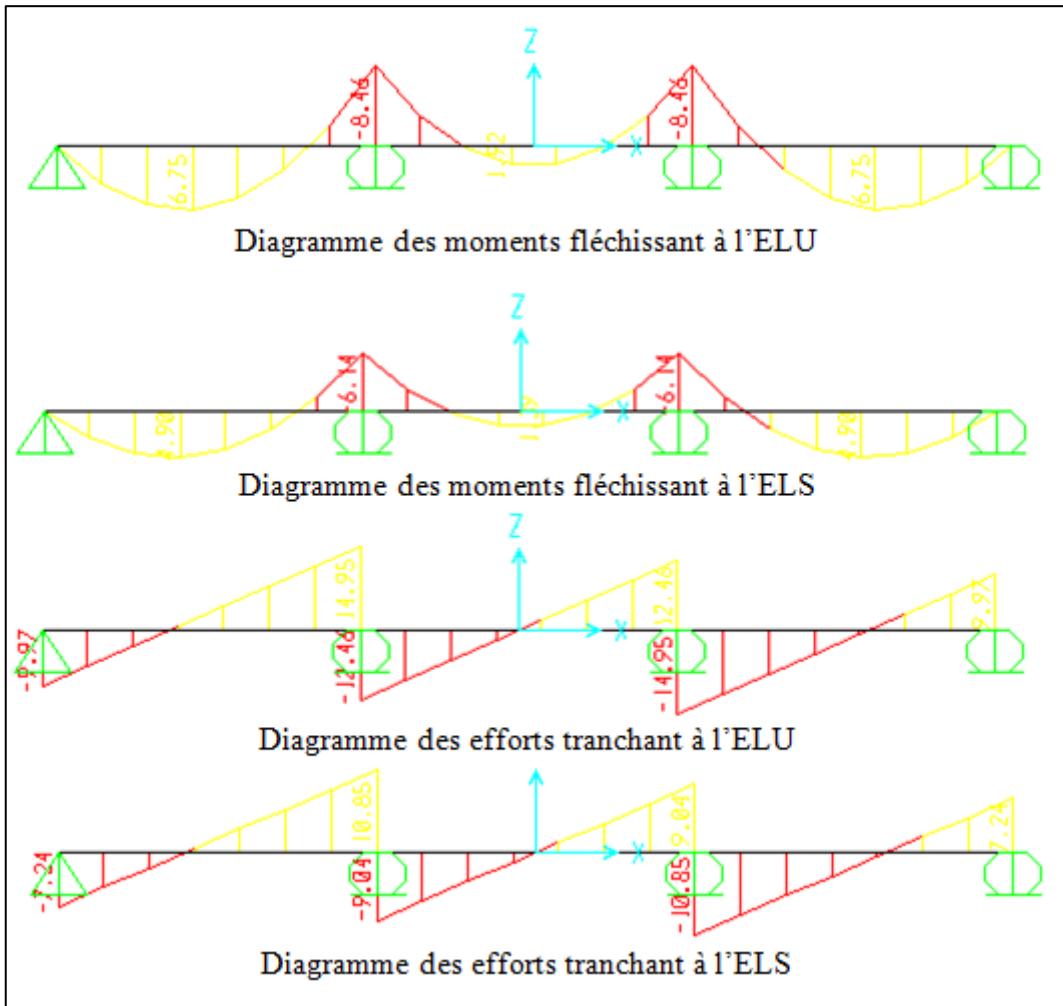


Figure 3.2. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants (à l'aide du SAP2000).

3.2.3. Tableaux d'évaluation des moments fléchissant et des efforts tranchants des poutrelles :

Les tableaux ci-après représentent une récapitulation des moments fléchissant et efforts tranchants agissant sur les poutrelles, en utilisant la méthode RDM des moments et le logiciel SAP2000.

Plancher RDC et Mezzanine :

Tableau 3.2 Différentes sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers RDC et mezzanine.

Type des poutrelles	ELU			ELS		
	M_{app} (KN.m)	M_t (KN.m)	T(KN)	M_{app} (KN.m)	M_t (KN.m)	T(KN)
TYPE A	15,02	13,29	20,30	10,75	9,52	14,54
TYPE B	17,66	12,24	20,87	12,65	8,76	14,94
TYPE C	8,40	6,71	14,86	6,02	4,80	10,63
TYPE D	7,89	6,93	14,70	5,65	4,96	10,52

Planchers des étages courants (1,2,3..12) :

Tableau 3.3 Différentes sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers des étages courants.

Type des poutrelles	ELU			ELS		
	M_{app} (KN.m)	M_t (KN.m)	T(kN)	M_{app} (KN.m)	M_t (KN.m)	T(kN)
TYPE A	13,02	11,52	17,60	9,41	8,32	12,72
TYPE B	15,31	10,60	18,09	11,06	7,66	13,07
TYPE C	7,28	5,81	12,87	5,27	4,20	9,31
TYPE D	6,83	6,00	12,74	4,94	4,34	9,21

Plancher de l'étage 13 :

Tableau 3.4 Différentes sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers de l'étage 13.

Type des poutrelles	ELU			ELS		
	M_{app} (KN.m)	M_t (KN.m)	T(KN)	M_{app} (KN.m)	M_t (KN.m)	T(KN)
TYPE A	14,74	13,53	20,36	10,69	9,83	14,78
TYPE B	17,89	12,28	21,03	12,98	8,91	15,26
TYPE C	8,48	6,74	14,95	6,15	4,90	10,85
TYPE D	7,94	6,97	14,80	5,76	5,06	10,74

Plancher du niveau 14 :

Tableau 3.5 Différentes sollicitations pour l'ELU et l'ELS aux planchers terrasse.

Type des poutrelles	ELU			ELS		
	M_{app} (KN.m)	M_t (KN.m)	T(KN)	M_{app} (KN.m)	M_t (KN.m)	T(KN)
TYPE A1	8,89	6,56	15,08	6,45	4,76	10,94

3.2.4. Détermination du ferraillage des poutrelles :

Pour trouver le ferraillage nécessaire aux poutrelles, on utilise les moments fléchissant et les efforts tranchant maximum.

Exemple de calcul du ferraillage, sous la flexion simple :

Type de poutrelle : A de l'étage courant.

Ferraillage longitudinal :

ELU :

En travée :

$$M_{\max} = 11,52 \text{ KN.m}$$

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} (d - h_0/2)$$

Avec M_t est le moment équilibré par la table.

$b=0,65\text{m}$, $h_0=0,05\text{m}$, $d=0,189\text{m}$, $h=0,21\text{m}$.

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\rightarrow M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 (0,189 - 0,05/2) = 0,076 \text{ MPa.}$$

Donc $M_t > M_{\max}$, cela implique que l'axe neutre est dans la table, le calcul en flexion simple se fait avec une section rectangulaire, de base $b=65 \text{ cm}$ et hauteur $h=21 \text{ cm}$.

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,01152}{0,65 \cdot 0,189^2 \cdot 14,17} = 0,035 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,035}) = 0,0445.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,189(1 - 0,4 \cdot 0,0445) = 0,186 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,01152}{0,186 \cdot 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 1,781 \text{ cm}^2$$

Les choix est de : 2T12=2,26 cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{65 \times 21}{1000} ; 0,23 \times 65 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \text{Max} (1,365 ; 1,48) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} > 1,48 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

En appui :

ELU :

$$M_{\max} = 13,02 \text{ KN.m}$$

$$b=0,12\text{m}, h_0=0,05\text{m}, d=0,189\text{m}, h=0,21\text{m}.$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,01302}{0,12 \cdot 0,189^2 \cdot 14,17} = 0,218.$$

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

$$\alpha = 1,25(1-\sqrt{(1-2 \cdot 0,218)}) = 0,311.$$

$$Z=d(1-0,4\alpha)=0,189(1-0,4 \cdot 0,311)=0,165\text{m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,01302}{0,165 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 2,27\text{cm}^2$$

Les choix est de : 1T10+2T12=3,05 cm²

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{12 \times 21}{1000} ; 0,23 \times 12 \times 18,9 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2 \rightarrow Ast \geq \text{Max} (0,252 ; 0,27) \text{cm}^2$$

Donc : Ast>0,27 cm² la condition est vérifiée.

ELS :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{11,52}{8,33} = 1,382 \quad ; \alpha_{\text{travée}} = 0,0445$$

$$\alpha \leq \frac{1,382-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,441$$

$\alpha_{\text{travée}} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

En appui :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{13,02}{9,41} = 1,38 \quad ; \alpha_{appui} = 0,311$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44$$

$\alpha_{appui} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Ferraillage transversal :

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{0,0176}{0,12 \cdot 0,189} = 0,776 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u^- = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u < \tau_u^-$ condition vérifiée.

• **Vérification au glissement :**

$$\text{En appui : } V_u - \frac{Mu}{0,9 \cdot d} \leq 0$$

En étage courant : $V_u = 17,60 \text{ KN}$, $M_u = 13,02$.

$$0,0176 - \frac{0,01302}{0,9 \cdot 0,198} = -0,055 < 0 \dots \text{condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 :

$$f \leq f_{adm}$$

$$\text{Tel que } f_{adm} = \frac{L}{500}$$

$$L_{\max} = 4,7 \text{ m}$$

$$f_{adm} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0,65 \times 0,21^3}{12} + 15 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0,21}{2} - 0,021\right)^2$$

$$I_0 = 5,26 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\varphi(2+3 \frac{b_0}{b})}$$

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \cdot d} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,12 \cdot 0,189} = 0,00996.$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot 2,1}{0,00996(2+3 \frac{0,12}{0,65})} = 4,13.$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \varphi \cdot \sigma_{st} + f_{t28}}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,00996 \cdot 347,826 + 2,1}$$

$$\mu = 0,77$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu} = \frac{1,1 \cdot 5,26 \cdot 10^{-4}}{1 + 4,13 \cdot 0,77} = 1,384 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_{ser}}{E_i \times I_{fi}} = \frac{8,33 \cdot 10^{-3}}{32164,195 \cdot 1,38 \cdot 10^{-4}} = 0,00188 \text{ m}^{-1}.$$

$$\text{Donc } f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = \frac{4,7^2}{10} \times 0,00188$$

$f = 0,00415 < f_{\text{adm}}$ Condition vérifiée.

- **Les armatures transversales :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{tmin}; \frac{b_0}{10}\right) \text{ avec } \Phi_{tmin} = 1,2 \text{ cm.}$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; 1; 1,2\right) = 0,6 \text{ cm}$$

$$A_t = n \cdot \Phi_t = \frac{\pi \cdot 0,6^2}{4} \times 2 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement (d'après de RPA 99v.2003)

Zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing_{min}, 30 \text{ cm}\right)$$

$$St \leq \min(5,25 \text{ cm}; 12 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 5,25 \text{ cm}$$

On prend : $St = 5 \text{ cm}$.

Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St \leq 10,5 \text{ cm.}$$

On prend $St = 10 \text{ cm}$.

Ancrage des barres :

$$\tau_s = 0,6 \cdot \phi_s^2 \cdot f_{tj} \quad ; \quad \phi_s = 1,5.$$

$$\tau_s = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$ls = \frac{f_e}{\tau_s} \times \frac{\phi}{4} = \frac{400}{2,835} \times \frac{10}{4} \rightarrow ls = 35,27 \text{ cm}$$

On prend $ls = 40 \text{ cm}$ (RPA 99 V.2003).

On adopte un crochet HA à $\theta = 90^\circ$

$$\text{Avec } \alpha = e^{\varphi\theta} \text{ et } \beta = \frac{e^{\varphi\theta} - 1}{\varphi}$$

$$\varphi = 0,4; \alpha = 1,87; \beta = 1,19.$$

$$r = 5,5\phi$$

$$l_2 = ls - \alpha \cdot l_1 \cdot \beta \cdot r \quad \text{avec } l_1 = 10\phi \text{ pour } \theta = 90^\circ.$$

$$l_2 = 400 - 1,87 \cdot (10 \cdot 10) - 2,19 \cdot (5,5 \cdot 10)$$

$$l_2 = 92,55 \text{ mm}$$

$$l = l_2 + r + \frac{\phi}{2} = 92,55 + 55 + 10/2 = 152,55 \text{ mm.}$$

$$l = 15,255 \text{ cm.}$$

Tableau 3.6 Tableau récapitulatif de ferraillage des poutrelles.

Niveau	Types de poutrelle	Armatures longitudinales		Armatures transversales	Espacement (cm)
		En travée	En appui		
Étages courants 1,2 ... 12	A	1T10+1T12	2T12	Ø6	10(zone courante) 5(zone nodale)
	B	2T10	2T14		
	C	2T10	2T10		
	D	2T10	2T10		
RDC et Mezzanine	A	2T12	2T14+1T12	Ø6	10(zone courante) 5(zone nodale)
	B	2T12	3T16		
	C	2T10	2T12		
	D	2T10	2T12		
Étage 13	A	2T12	2T14	Ø6	10(zone courante) 5(zone nodale)
	B	1T10+1T12	3T12		
	C	2T10	2T10		
	D	2T10	2T10		
Niveau 14	A1	2T10	2T10	Ø6	10(zone courante) 5(zone nodale)

3.3. Ferraillage de la dalle de compression :

La dalle de compression a une épaisseur de 5 cm . Elle est armée par un treillis soudé de diamètre Φ , dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures verticales aux nervures.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On a :

- Les armatures verticales aux nervures :

$$A_1 \geq \frac{4 \times L}{f_e} \text{ avec } L=0,65 \text{ m ; } f_e=500 \text{ MPa.}$$

$$A_1 \geq \frac{4 \times 0,65}{500}$$

$$A_1 \geq 0,512 \text{ cm}^2; \text{ on prend } A_1=0,52 \text{ cm}^2.$$

- Les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 \geq \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2.$$

On adopte un treillis soudé pour les différents planchers de $\varnothing 8$ (10×10) cm^2 .

3.4. Etude des dalles pleines :

3.4.1. Etude de dalle pleine des sous-sols :

Tableau 3.7 Décente de charge de la dalle pleine

Compositions	ρ (kg/m ³)	e(m)	G(kg/m ²)
Dalle en B.A.	2500	0,2	500
Chappe en B.A.	2500	0,06	125
Enduit en ciment	1800	0,02	36
G (kg/m ²)		661	
Q(kg/m ²)		250	

On utilise la méthode BAEL pour évaluer les moments appliqués sur les dalles pleines.

$$M_x = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

La dalle est portante dans les deux sens :

$$0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

$$l_x/l_y = 4,7/5 = 0,94 \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

Condition de flèche :

$$h \geq \frac{lx}{45} \quad \text{avec } h_{\min}= 15 \text{ cm, on prend } h=20 \text{ cm.}$$

$$\frac{4,7}{45} = 0,104 \rightarrow h \geq 0,104 \text{ la condition est vérifiée.}$$

Calcul des moments :**ELU :**

$$\mu_x = 0,0419, \mu_y = 0,8661$$

$$M_x = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$$

$$M_x = 0,0419 \cdot (1,35 \cdot 6,61 + 1,5 \cdot 2,5) \cdot 4,7^2 \rightarrow M_x = 11,73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x.$$

$$M_y = 0,8661 \cdot 11,73 \rightarrow M_y = 10,16 \text{ KN.m}$$

Le moment total appliqué sur la dalle :

$$M_t = 0,85 \cdot M_x \text{ (moment en travée).}$$

$$M_t = 0,85 \cdot 11,73 \rightarrow M_t = 9,97 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_x \text{ (moment en appui)}$$

$$M_a = 0,3 \cdot 11,73 \rightarrow M_a = 3,519 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions de BAEL :

$$M_d = 0,5 \cdot M_x = 5,865 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 \cdot M_x = 3,519 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25 M_x. \rightarrow 9,97 + \frac{3,519 + 5,865}{2} = 14,662$$

$$1,25 M_x = 14,6623 \text{ KN.m}$$

La condition n'est pas vérifiée.

$$\text{Donc on pose } M_t = 0,9 \cdot M_x = 10,557 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow 10,557 + \frac{3,519 + 5,865}{2} = 15,249 > 14,6623 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

$$\mu_x = 0,0491, \mu_y = 0,9087$$

$$M_x = \mu_x \cdot P \cdot l_x^2$$

$$M_x = 0,0491 \cdot (6,61 + 1,5) \cdot 4,7^2 \rightarrow M_x = 9,88 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_y = 0,9087 \cdot 9,88 \rightarrow M_y = 8,98 \text{ KN.m}$$

Le moment total appliqué sur la dalle

$$M_t = 0,85 \cdot M_x \text{ (moment en travée).}$$

$$M_t = 8,398 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_x \text{ (moment en appui)} \rightarrow M_a = 2,964 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions de BAEL :

$$M_d = 0,5 \cdot M_x = 4,94 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0,3 \cdot M_x = 2,964 \text{ KN.m}$$

$$Mt + \frac{M_g + M_d}{2} > 1,25 Mx. \rightarrow 8,398 + \frac{4,94 + 2,964}{2} = 12,35$$

$$1,25 M_x = 12,35$$

La condition n'est pas vérifiée.

$$\text{Donc on pose } M_t = 0,9 \cdot M_x = 8,892 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow 8,892 + \frac{4,94 + 2,964}{2} = 12,84 > 12,35 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage :

On adoptera un ferraillage suivant les deux directions :

En travée :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,010557}{1(0,9,0,2)^2 14,17}$$

$$\mu_u = 0,023 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 0,029.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,178 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq 1,71 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$As_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$As_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 \text{ (par 1 ml).}$$

Le choix est de : 5T10 = 3,93 cm²

En appuis :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,003519}{1(0,9,0,2)^2 14,17}$$

$$\mu_u = 0,0077 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 0,0096.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,179 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq 0,56 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$As_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$As_{min} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2 \text{ (par 1 ml).}$$

Le choix est de : 4T10 = 3,14 cm²

ELS

On doit vérifier la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{10,557}{8,892} = 1,187 \quad ; \alpha_{travée} = 0,029$$

$$\alpha \leq \frac{1,187-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,343$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

En appuis :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{3,519}{2,964} = 1,187 \quad ; \alpha_{\text{travée}} = 0,0096$$

$$\alpha \leq \frac{1,187 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,343$$

$\alpha_{\text{travée}} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

3.4.2. Etude des balcons :

❖ Introduction :

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastrées dans les poutres, et sont sollicités par G, Q, et P, tel que P représente une charge ponctuelle due au poids du mur.

On adopte une épaisseur de $h=15$ cm. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

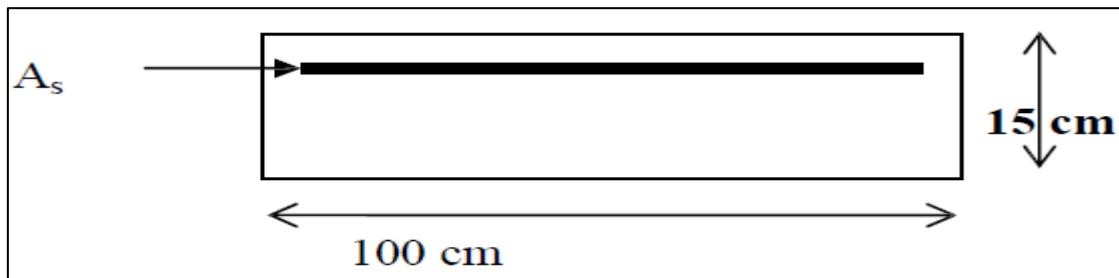


Figure 3.3 Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon

❖ Calcul des balcons :

1) Type I

A. Évaluation des charges :

Charge permanente : $G=5,27 \times 1,00 \text{ (ml)} = 5,27 \text{ kN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q=3,5 \times 1,00 \text{ (ml)} = 3,5 \text{ kN/ml}$

La charge des murs : c'est une force concentrée P

$$P=1,62 \times 1,10 \times 1,00 = 1,782 \text{ kN}$$

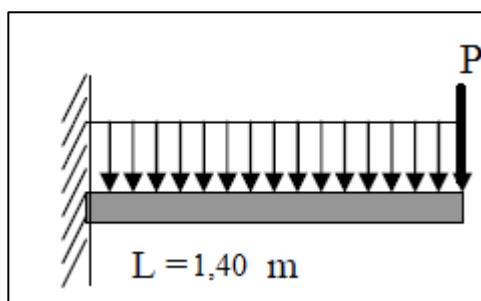


Figure 3.4 Schéma statique des charges appliquées sur le balcon de type I.

À l'ELU :

$$P_u = 1,35 \cdot 1,782 = 2,41 \text{ KN}$$

$$Q_u = (1,35 \cdot 5,27) + (1,5 \cdot 3,5) = 12,3645 \text{ KN/ml}$$

À l'ELS :

$$Q_s = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1,782 \text{ KN}$$

B. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :**ELU :**

Section (1-1) : $0 < x < 1,40 \text{ m}$

$$M(x) = -P_u \cdot x - Q_u \cdot \frac{x^2}{2} = -2,41x - 12,3645 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,40) = -15,49 \text{ kN.ml}$$

$$T(x) = -P_u - Q_u \cdot x = -2,41 - 12,3645 \cdot x$$

$$T(0) = -2,41 \text{ kN}$$

$$T(1,40) = -19,72 \text{ kN}$$

ELS :

Section (1-1) : $0 < x < 1,40 \text{ m}$

$$M(x) = -P_s \cdot x - Q_s \cdot \frac{x^2}{2} = -1,782x - 8,77 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1,40) = -11,089 \text{ kN.ml}$$

$$T(x) = -P_s - Q_s \cdot x = -1,782 - 8,77 \cdot x$$

$$T(0) = -1,782 \text{ kN}$$

$$T(1,40) = -14,06 \text{ kN}$$

C. Ferrailage :

On considère le balcon comme une poutre en console, soumise à la flexion simple. Le calcul se fait par bande de 1 ml.

ELU :**Les armatures longitudinales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = 0,0599 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \rightarrow \alpha = 0,077.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,1301 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq 3,22 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 5T10 = 3,93 cm²

Condition de non fragilité :

$$As_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400}$$

$$As_{min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 \text{ (par 1 ml).}$$

Le RPA99V.2003 exige que :

$A_{min} = 0,5\% (b \times h)$ dans toute la section.

$$A_{min} = 0,5\% (15 \times 100) = 7,5 \text{ cm}^2$$

D'où A_{st} choisi (5T10) = $3,93 \text{ cm}^2 < 7,5 \text{ cm}^2$.

Donc le choix est 7T12 ($7,92 \text{ cm}^2$)

Armatures de répartition :

$$A_{rep} = A(adopté)/4 = 7,92/4 = 1,98 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 4T10.

ELS :

$$A_{st} = 7,92 \text{ cm}^2; n = 15.$$

$$\frac{b \times x^2}{2} - n \times A_{st} (d - x) = 0$$

$$\frac{100 \times x^2}{2} - 15 \times 7,92 (13,5 - x) = 0 \rightarrow 50x^2 + 118,8x - 1603,8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 334873,44$$

$$x = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-118,8 - 578,68}{100} \rightarrow x = 4,6 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times x^3}{3} + n \cdot A_{st} (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \times 4,6^3}{3} + 15 \cdot 7,92 (13,5 - 4,6)^2$$

$$I = 12654,68 \text{ cm}^4$$

Les contraintes :**Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{0,011089 \cdot 0,046}{1,265 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{bc} = 4,03 \text{ MPa.}$$

Acier

$$\sigma_{st} = n \cdot \frac{Ms \cdot (d-x)}{I} = 15 \cdot \frac{0,011089(0,135-0,046)}{1,265 \cdot 10^{-4}}$$

$$\sigma_{st} = 117,03 \text{ MPa.}$$

Les contraintes admissibles :

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st}^- = 201,63 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-$ Condition vérifiée.

$\sigma_{st} < \sigma_{st}^-$ Condition vérifiée.

Vérification aux cisaillements :

$$T_{max} = 19,72 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{0,01972}{1,0 \cdot 135} = 0,146 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u^- = \min \left(\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\delta b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u^- = 2,5 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u < \tau_u^-$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,15}{1,40} = 0,107 > 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4,20}{f_e} \rightarrow \frac{7,92 \times 10^{-4}}{1 \times 0,135} \leq \frac{4,20}{400} \rightarrow 0,0058 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

2) Type II :

A. Évaluation des charges :

Charge permanente : $G=5,27 \times 1,00 (ml) = 5,27 \text{ kN}/ml$

Charge d'exploitation : $Q=3,5 \times 1,00 (ml) = 3,5 \text{ kN}/ml$

La charge des murs : c'est une force concentrée P

$$P=1,62 \times 1,10 \times 1,00 = 1,782 \text{ kN}/ml$$

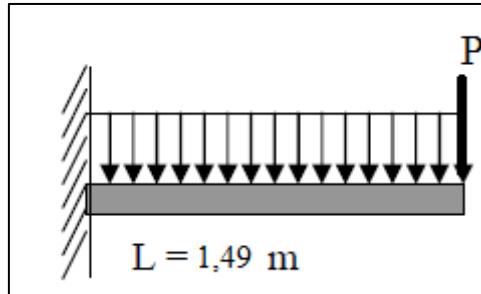


Figure 3.5 Schéma statique des charges appliquées sur le balcon de type II.

B. Détermination des sollicitations et de ferraillage :

ELU :

$$P_u = 1,35 \cdot 1,782 = 2,41 \text{ kN}$$

$$Q_u = (1,35 \cdot 5,27) + (1,5 \cdot 3,5) = 12,3645 \text{ kN}/ml$$

Tableau 3.8. Ferraillage du balcon de type II

	Armature longitudinale	Armature de répartition
M_u	17,32 kN.m	
T_u	20,83 kN	
μ_u	0,067	
α	0,0867	
Z	0,13	
A_{st}	3,83 cm ²	4T10 (3,14 cm ²)
A_{st} (choisis)	5T10 (3,93 cm ²)	
A_{st} (Après vérification des conditions)	8T12 (9,03 cm ²)	

ELS :

$$Q_s = 5,27 + 3,5 = 8,77 \text{ kN}/ml$$

$$P_s = 1,782 \text{ kN}$$

$$M_s = -12,39 \text{ kN.ml}$$

$$A_{st} = 9,03 \text{ cm}^2 ; n = 15$$

$$x = 4,84 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = 10158,154 \text{ cm}^4$$

Les contraintes :Béton :

$$\sigma_{bc} = (Ms \cdot x) / I$$

$$\sigma_{bc} = 5,9 \text{ MPa.}$$

Acier :

$$\sigma_{st} = n \cdot (Ms \cdot (d - x)) / I$$

$$\sigma_{st} = 158,44 \text{ MPa.}$$

Les contraintes admissibles :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

On a :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma_{st} < \sigma_{st} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification aux cisaillements :

$$T_{max} = 0,02083 \quad \text{MN}$$

$$\tau_u = T_{max} / (b \cdot d) = 0,154 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{\bar{u}} = \min((0,2 \cdot f_{c28}) / \delta_b, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_{\bar{u}} = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u < \tau_{\bar{u}}$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$h/l > 1/16 \rightarrow 0,15/1,49 = 0,1 > 0,0625 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$A_{st}/(b \cdot d) \leq 4,20/f_e \rightarrow 0,000903 / (1 \times 0,135) \leq 4,20/400 \rightarrow$$

$$0,0067 \leq 0,0105 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

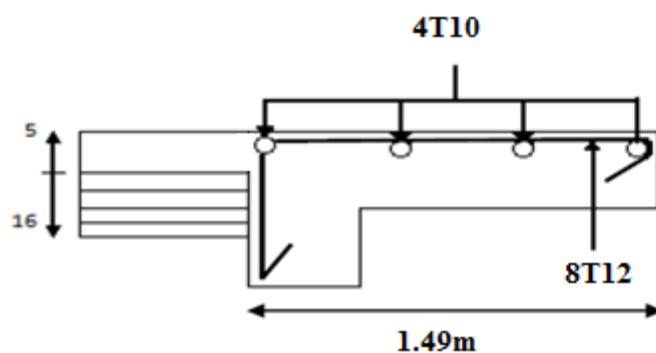


Figure 3.6 Dessin de ferraillage de la dalle pleine de type2.

CHAPITRE 4

ETUDE DES

ELEMENTS

SECONDAIRES

4.1. Etude des escaliers :

4.1.1 Introduction :

L'escalier est un ouvrage construit d'une suite de niveaux horizontaux (marches ou paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Un escalier est déterminé par les paramètres suivants: sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

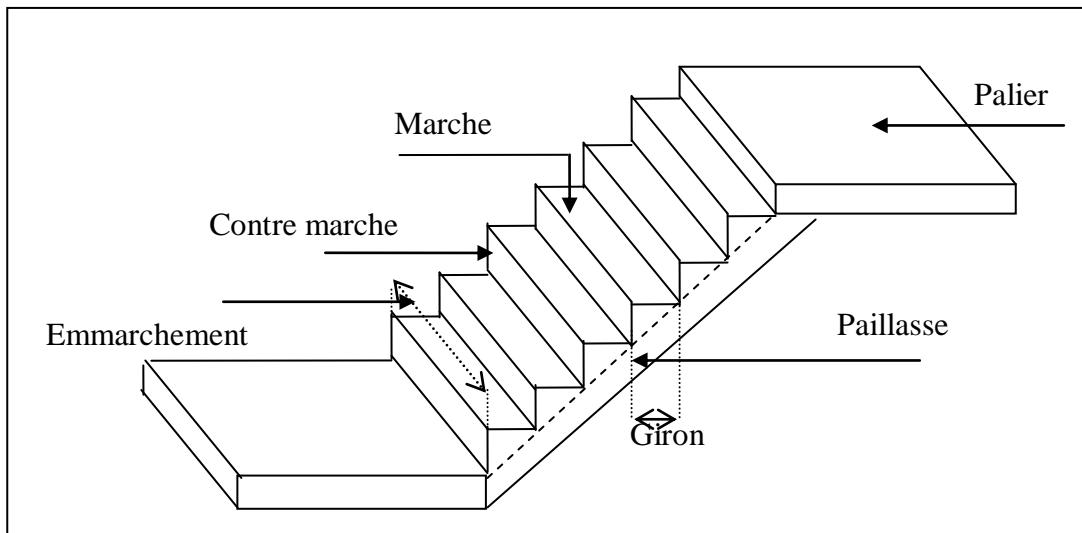


Figure.4.1 Schéma d'un escalier.

4.1.2 Calcul des escaliers :

Les escaliers dans ce projet sont constitués de trois volées séparés par un palier de repos.

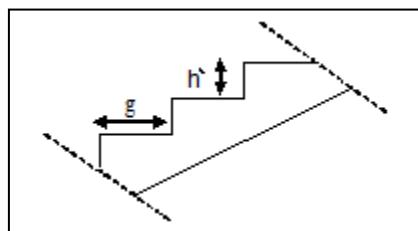


Figure.4.2 Coupe transversale d'une volée.

h' : C'est la partie verticale qui limite la marche « contre marche ». Elle est comprise entre $(16 \div 18) \text{ cm}$. On prend $h' = 17 \text{ cm}$

g : C'est la partie horizontale entre deux contremarches.

• Etage courant :

D'après la formule de Blondel : $59 \text{ cm} \leq 2h' + g \leq 66 \text{ cm}$.

Donc : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$

On prend : $g=30 \text{ cm}$.

a) Le nombre de marche et contre marche :

$$n = \frac{He}{h'} = \frac{307}{17} = 18 \rightarrow n = 18. \text{ (Nombre de contre marches).}$$

$n-1 = 17 \rightarrow n' = 17$ (Nombre de marches).

- Pour la première volée : $n_1 = 7 \rightarrow n_1' = 6$.
- Pour la deuxième volée : $n_2 = 3 \rightarrow n_2' = 2$.
- Pour la troisième volée : $n_3 = 8 \rightarrow n_3' = 7$.

b) La longueur de la ligne de foulée :

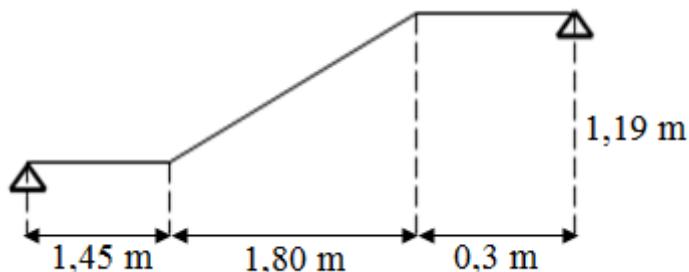
$$L_1 = g \times (n - 1) = 30 \times (7-1) = 180 \text{ cm.}$$

$$L_2 = g \times (n - 1) = 30 \times (3-1) = 60 \text{ cm.}$$

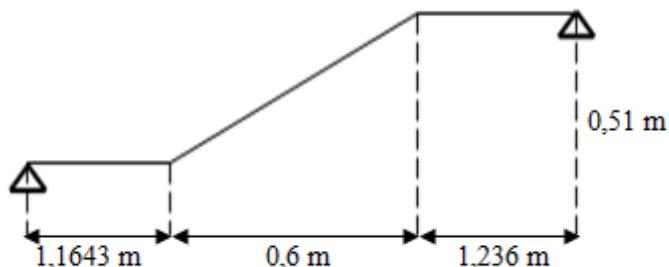
$$L_3 = g \times (n - 1) = 30 \times (8-1) = 210 \text{ cm.}$$

c) L'inclinaison des paillasses :

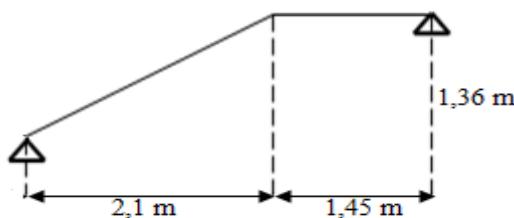
- Type 1 : (première volée)



- Type 2 : (deuxième volée)



- Type 3 : (troisième volée)



$$\begin{cases} \alpha_1 = \arctg \frac{1,19}{1,80} = 33,47^\circ \\ \alpha_2 = \arctg \frac{0,51}{0,6} = 40,36^\circ \\ \alpha_3 = \arctg \frac{1,36}{2,1} = 32,93^\circ \end{cases}$$



Tableau 4.1 les caractéristiques des différentes volées.

Volée n°	g(cm)	Nbr des marches	L (cm)
1	30	6	180
2	30	2	60
3	30	7	210

d) Calcul des épaisseurs :

• **Paliers :**

$$\frac{L_T}{20} \leq e \leq \frac{L_T}{15} ; L_T = g \times \left(\frac{n}{2} - 1\right)$$

On prend comme exemple de calcul de troisième volée :

$$L_T = g \times \left(\frac{n}{2} - 1\right) = 30 \times \left(\frac{18}{2} - 1\right) = 240 \text{ cm.}$$

$$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \rightarrow 12 \leq e \leq 16$$

On prend **e = 16 cm.**

• **Paillasse :**

$$\frac{L_T}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L_T}{20 \cos \alpha} ; L_T \text{ est la longueur réelle de la volée.}$$

$$\frac{355}{30 \cos 33,47} \leq e_1 \leq \frac{355}{20 \cos 33,47} \rightarrow 14,19 \leq e_1 \leq 21,28$$

$$\frac{300}{30 \cos 40,33} \leq e_2 \leq \frac{300}{20 \cos 40,36} \rightarrow 13,12 \leq e_2 \leq 19,69$$

$$\frac{355}{30 \cos 32,93} \leq e_3 \leq \frac{355}{20 \cos 32,93} \rightarrow 14,10 \leq e_3 \leq 21,14$$

On prend **e_p = 16 cm.**

e) Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

• **Descente de charge :**

➤ Palier :

Tableau 4.2 Évaluation des charges et des surcharges pour le palier.

Désignation	ρ (kg/m ³)	Épaisseur (m)	G (kg/m ²)
Carrelage	2000	0,02	40
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lie de sable	1800	0,02	36
Poids propre de palier	2500	0,16	400
Enduit en mortier de liant hydraulique	1800	0,02	36

$$G = 5,52 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

➤ Paillasse :

Tableau 4.3 Évaluation des charges et des surcharges pour la paillasse.

Désignation	ρ (kg/m ³)	Épaisseur	G (kg/ m ²)
Carrelage horizontal	2000	0,02	40
Mortier de pose horizontal	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Carrelage vertical	2000	$0,02 \times \frac{h}{g}$	22,66
Mortier de pose vertical	2000	$0,02 \times \frac{h}{g}$	22,66
Poids propre de la paillasse	2500	0,16	$\frac{400}{\cos\alpha}$
Enduit en mortier de liant hydraulique	1800	0,02	36
Poids propre de la marche	2500	-	212,5

$$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 4.4 la charge et la surcharge des différentes volées.

Type	α (°)	G _{paillasse} (KN)	G _{palier} (KN)	Q (KN)
1	33,47	8,90	5,52	2,50
2	40,36	9,35	5,52	2,50
3	32,93	8,87	5,52	2,50

• **Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée. Notre exemple de calcul sera la volée n°3. Le tableau suivant représente les résultats de calcul pour les autres volées en utilisant le SAP2000.

Tableau 4.5 les efforts internes pour les différentes volées.

Type de volée	ELU				ELS			
	q _{paillasse}	q _{palier}	M _{max}	T _{max}	q _{palier}	q _{paillasse}	M _{max}	T _{max}
1	15,765	11,202	22,37	25,32	11,4	8,02	16,14	18,26
2	16,373	11,202	14,69	18,39	11,85	8,02	10,57	13,21
3	15,725	11,202	22,46	26,58	11,37	8,02	16,194	19,19

Calcul pour type 3 :

$$L_1 = 2,1 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,45 \text{ m}$$

ELUPaillasse :

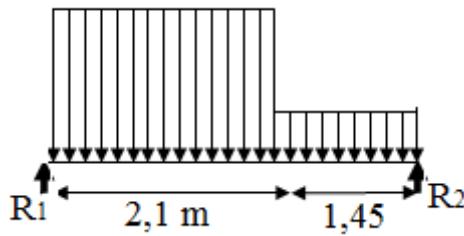
$$q_u \text{ pail} = (1,35 \times 8,87) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_u \text{ pail} = 15,725 \text{ kN/ml.}$$

Palier :

$$q_u \text{ pal} = (1,35 \times 5,52) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_u \text{ pal} = 11,202 \text{ kN/ml.}$$



$$\sum M/R_1 = 0 \rightarrow R_2 \cdot 3,55 - 11,202 \cdot 1,45 \cdot \left(\frac{1,45}{2} + 2,1\right) - 15,725 \cdot \frac{2,1^2}{2} \rightarrow R_2 = 22,694 \text{ kN.}$$

$$\sum M/R_2 = 0 \rightarrow -R_1 \cdot 3,55 + 11,202 \cdot \frac{1,45^2}{2} - 15,725 \cdot 2,1 \cdot \left(\frac{2,1}{2} + 1,45\right). \rightarrow R_2 = 26,58 \text{ kN.}$$

Section n°1 : $0 \leq x \leq 2,1 \text{ m}$

$$M(x) = R_1 x - 15,725 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0. \\ M(2,1) = 21,144 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - 15,725 x$$

$$\begin{cases} T(0) = 26,58 \text{ kN.} \\ T(2,1) = -6,44 \text{ kN.} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = 1,69 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,69) = 22,464 \text{ kN.m}$$

Section n°2 : $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$M(x) = R_2 x - 11,202 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0. \\ M(1,45) = 21,13 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_2 - 11,202 x$$

$$\begin{cases} T(0) = -22,694 \text{ kN} \\ T(1,45) = -6,451 \text{ kN} \end{cases}$$

ELSPaillasse :

$$q_s \text{ pail} = 8,87 + 2,5$$

$$q_s \text{ pail} = 11,37 \text{ kN/ml.}$$

Palier :

$$q_s \text{ pal} = 5,52 + 2,5$$

$$q_s \text{ pal} = 8,02 \text{ kN/ml.}$$

Les étapes sont les mêmes que celle des ELU, pour évaluer les réactions et les efforts internes.

$$R_1 = 19,19 \text{ kN} ; R_2 = 16,32 \text{ kN.}$$

Section n°1 : $0 \leq x \leq 2,1 \text{ m}$

$$M(x) = R_1 x - 11,37 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,1) = 15,228 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_1 - 11,37x$$

$$\begin{cases} T(0) = 19,19 \text{ kN} \\ T(2,1) = -4,687 \text{ kN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \rightarrow x = 1,69 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,69) = 16,194 \text{ kN.m}$$

Section n°2 : $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$$M(x) = R_2 x - 8,02 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,45) = 15,23 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_2 + 8,02x$$

$$\begin{cases} T(0) = -16,316 \text{ kN} \\ T(1,45) = -4,687 \text{ kN} \end{cases}$$

f) Calcul du ferraillage :

- **Ferraillage longitudinal :**

ELU :En travée :

$$M_0 = 22,464 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_0 \rightarrow M_t = 19,19 \text{ KN.m}$$

Avec M_t est le moment de référence.

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,01919}{1,0,144^2 \cdot 14,17} = 0,0649 < \mu_R = 0,392 .$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1-\sqrt{(1-2\mu_u)}) \rightarrow \alpha = 1,25(1-\sqrt{(1-2.0,0649)}) = 0,0839.$$

$$Z = d(1-0,4 \alpha) = 0,144(1-0,4 \cdot 0,0839) \rightarrow z = 0,139 \text{ m}$$

$$A_{smin} = (0,23 \cdot 100 \cdot 14,4 \cdot 2,1) / 400 \rightarrow A_{smin} = 1,74 \text{ cm}^2.$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,01919}{0,139 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 3,95 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 4T12=4.52 cm².

Armature de répartition :

$$\frac{Ast}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,697 \text{ cm}^2.$$

Le choix est de : 3T10=2,36 cm².

En appui :

$$M_0 = 22,464 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 \rightarrow M_a = 11,232 \text{ KN.m}$$

Avec M_a est le moment de référence.

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,011232}{1,0,144^2 \cdot 14,17} = 0,0382 < \mu_R = 0,392 .$$

La section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25(1-\sqrt{(1-2\mu_u)}) \rightarrow \alpha = 1,25(1-\sqrt{(1-2.0,0382)}) = 0,049.$$

$$Z = d(1-0,4 \alpha) = 0,144(1-0,4 \cdot 0,049) \rightarrow z = 0,141 \text{ m}$$

$$A_{smin} = (0,23 \cdot 100 \cdot 14,4 \cdot 2,1) / 400 \rightarrow A_{smin} = 1,74 \text{ cm}^2.$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,011232}{0,139 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 2,29 \text{ cm}^2$$

Le choix est de : 4T10=3,14 cm².

Armature de répartition :

$$\frac{Ast}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2.$$

Le choix est de : 2T10=1,57 cm².

ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{19,09}{13,765} = 1,387 \quad ; \alpha_{travée} = 0,0839$$

$$\alpha \leq \frac{1,387-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \alpha \leq 0,443$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}fe ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

En appui :

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{11,232}{8,097} = 1,387 \quad ; \alpha_{appui} = 0,049$$

$$\alpha \leq \frac{1,387-1}{2} + \frac{25}{100} \quad \rightarrow \alpha \leq 0,444$$

$\alpha_{appui} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}fe ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

- **Ferraillage transversal :**

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{0,02658}{0,144 \cdot 1} = 0,185 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{Y_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \tau_u^- = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u < \tau_u^- \rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_e}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u}$$

$$\frac{3,07}{3,55} \geq \frac{1}{18} \times \frac{16,194}{22,464} \rightarrow 0,864 > 0,040 \text{ c.v.}$$

$$\frac{h_e}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{3,07}{3,55} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,864 > 0,0625 \text{ c.v.}$$

Puisque les conditions sont vérifiées → on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

❖ Etude de la poutre palière :**1) Pré dimensionnement de la poutre palière :**

D'après de BAEL 91 modifié en 99 on a :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}, \text{ avec } L=3,4 \text{ m}$$

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \rightarrow 22,66 \leq h \leq 34$$

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

La largeur de la poutre doit vérifier la condition :

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

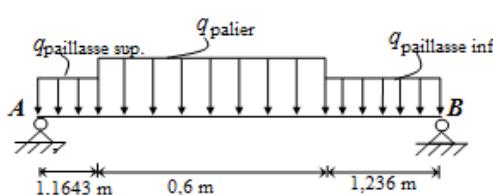
On prend $b=30 \text{ cm}$.

Selon le RPA99 v.2003

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 < 4 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Donc $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$.

2) Évaluation des charges :**• Poids propre de la poutre palière :**

G_1 : poids propre de la première partie de la poutre.

G_2 : poids propre de la deuxième partie de la poutre.

G_3 : poids propre de la troisième partie de la poutre.

$$G_1 = G_3 = 0,3 \times 0,3 \times 25 = 2,25 \text{ kN/ml.}$$

$$G_2 = (0,3 \times 0,3 \times 25) / (\cos 40,36^\circ) \rightarrow G_2 = 2,95 \text{ kN/ml.}$$

• Mur double parois sur le palier :

➤ Sur la première partie de la poutre palière (inf)

$$Ch_m1 = 2,92 \cdot (1,36 + 0,51) \cdot 1,45 = 7,91 \text{ kN/ml}$$

➤ Sur la deuxième partie de la poutre palière (milieu)

$$Ch_m2 = 2,92 \times (1,19 + 0,51/2)) = 6,84 \text{ kN/ml}$$

➤ Sur la troisième partie de la poutre palière (sup)
 $Ch_m = 2,92 \cdot 1,36 \cdot 1,45 = 5,76 \text{ kN/ml}$

- **Poids propre de la paillasse et le palier :**

$$G = 9,35 \times 1,45 = 13,558 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 2,5 \times 1,45 = 3,625 \text{ kN/ml.}$$

➤ Sur la première partie de la poutre palière (inf)

$$Ch_I = (5,52 \times 1,45) + (1,05 \times 8,9) = 17,35 \text{ KN/ml}$$

➤ Sur la deuxième partie de la poutre palière (milieu)

$$Ch_{II} = 9,35 \times 1,45 = 13,56 \text{ KN/ml}$$

➤ Sur la troisième partie de la poutre palière (sup)

$$Ch_{III} = (1,45 \times 5,52) + (1,05 \times 8,87) = 17,32 \frac{\text{KN}}{\text{ml}}$$

- **Réactions des escaliers :**

$$T_{\max} = \frac{R}{\left(\frac{L}{2}\right)}$$

Avec L c'est la longueur de la poutre palière.

- **La charge d'exploitation**

$$Q_I = 2,5 \times (1,45 + 1,05) = 6,25 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{II} = 2,5 \times 1,45 = 3,625 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{III} = 2,5 \times (1,45 + 1,05) \text{ KN/ml}$$

3) Effort interne :

ELU :

- $Qu_{(\text{palier inf})} = 1,35 \times 38,328 + 1,5 \times 6,25$

$$Qu_{(\text{palier inf})} = 61,117 \text{ KN/ml}$$

- $Qu_{(\text{paillasse})} = 1,35 \times 34,168 + 1,5 \times 3,625$

$$Qu_{(\text{paillasse})} = 51,564 \text{ kN.ml}$$

- $Qu_{(\text{palier sup})} = 1,35 \times 36,148 + 1,5 \times 6,25$

$$Qu_{(\text{palier sup})} = 58,174 \text{ kN.ml}$$

ELS :

- $Qs_{(\text{palier inf})} = 38,328 + 6,25$

$$Qs_{(\text{palier inf})} = 44,578 \text{ Kn.ml}$$

- $Qs_{(\text{paillasse})} = 34,168 + 3,625$

$$Qs_{(\text{paillasse})} = 37,793 \text{ kN.ml}$$

- $Qs_{(\text{palier sup})} = 36,148 + 6,25$

$$Qs_{(\text{palier sup})} = 42,398 \text{ kN.ml}$$

On a : $M_{0u} = 66,37 \text{ kN.ml}$; $T_u = -91,60 \text{ kN}$.

$M_{os} = 46,63 \text{ kN.ml}$; $T_s = -64,39 \text{ kN}$.

4) Calcul du ferrailage :

ELU :

En travée :

$$M_{ut} = 0,85 \text{ M}_{0u} = 56,415 \text{ kN.m}$$

$$\mu_u = \frac{0,056415}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,182 < \mu_R = 0,392$$

Donc la section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,182})$$

$$\rightarrow \alpha = 0,253$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,253)$$

$$\rightarrow z = 0,243 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,056415}{0,243 \times 347,826} \rightarrow Ast = 6,67 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 6T12 $\rightarrow 6,79 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale } A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{smin} \geq 0,978 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 6,79/4$$

$$A_r = 1,70 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 3T10 $\rightarrow 2,36 \text{ cm}^2$

Condition du RPA99 v.2003 :

$$A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 0,0005 \times 30 \times 30$$

$$A_{min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

6T12+3T10 = 9,15 cm² la condition est vérifiée.

En appuis :

$$M_{ut} = 0,5 \text{ M}_{0u} = 33,185 \text{ kN}$$

$$\mu_u = \frac{0,033185}{0,2 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,107 < \mu_R = 0,392$$

Donc la section est à simple armature.

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,107})$$

$$\rightarrow \alpha = 0,142$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,142)$$

$$\rightarrow z = 0,254 \text{ m}$$

$$Ast = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,033185}{0,254 \times 347,826}$$

$$Ast = 3,76 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 4T12 $\rightarrow 4,52 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$\text{La section minimale } A_{smin} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{smin} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{smin} \geq 0,978 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4$$

$$A_r = 1,13 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 3T10 $\rightarrow 2,36 \text{ cm}^2$

Condition du RPA99 v.2003 :

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,0005 \times 30 \times 30$$

$$A_{\min} = 4,5 \text{ cm}^2.$$

$$6T12 + 4T12 = 11,31 \text{ cm}^2 \text{ la condition est vérifiée.}$$

ELS

Les fissurations sont peu nuisibles, car la poutre n'est pas exposée aux intempéries.

L'acier utilisé c'est : FeE400.

En travée :

$$a \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{56,4145}{0,85 \times 46,63} \rightarrow \gamma = 1,423.$$

$$\frac{1,423-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4615$$

Donc $\alpha = 0,253 < 0,4615$ Condition vérifiée.

En appuis :

$$a \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{33,185}{0,546,63} \rightarrow \gamma = 1,423.$$

$$\frac{1,423-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,461$$

Donc $\alpha = 0,142 < 0,461$ Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_s = \frac{T_{umax}}{b \times d} = \frac{0,0916}{0,3 \times 0,27} = 1,13 \text{ MPa}$$

Pour les fissurations nuisibles :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_s < \bar{\tau}_u$... la condition est vérifiée.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :>

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset_{min}, \frac{b}{10}\right) \rightarrow \emptyset_t \leq \min\left(\frac{30}{35}, 1,2, \frac{2}{10}\right)$$

On prend $\emptyset_t = 8 \text{ mm.}$

Calcul d'espacement des cadres :

D'après le RPA 99 V.2003 :

• Zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \emptyset_{min}, 30 \text{ cm}\right) \rightarrow St \leq \min(30/4; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm})$$

On prend $St = 7 \text{ cm.}$

• Zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} \rightarrow St \leq \frac{30}{2} \rightarrow St \leq 15 \text{ cm}$$

On prend $St = 10 \text{ cm.}$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{300} = 0,1 > 0,0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{30}{300} > \frac{56,415}{663,7} \rightarrow 0,1 > 0,085 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{En travée : } \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{0,000679}{0,3 \times 0,27} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,0084 < 0,0105.$$

$$\text{En appuis : } \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{0,000452}{0,3 \times 0,27} \leq \frac{4,2}{400} \rightarrow 0,00558 < 0,0105.$$

Puisque les conditions sont vérifiées → on n'a pas besoin de vérifier la flèche.

- **Mezzanine:**

D'après la formule de Blondel : $59 \text{ cm} \leq 2h' + g \leq 66 \text{ cm}$. Avec : $h' = 15 \text{ cm}$

Donc : $29 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$

On prend : $g = 30 \text{ cm}$.

a) Le nombre de marche et contre marche :

$$n = \frac{He}{h'} = \frac{60}{15} = 18 \rightarrow n = 4. \text{ (Nombre de contre marches).}$$

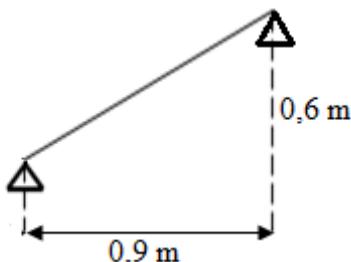
$n-1 = 3 \rightarrow n' = 3$ (Nombre de marches).

➤ Une seule volée : $n = 4 \rightarrow n' = 3$.

b) La longueur de la ligne de foulée :

$$L = g \times (n - 1) = 30 \times (4-1) = 90 \text{ cm.}$$

c) L'inclinaison des paillasses :



$$\alpha = \arctg \frac{0,6}{90} = 33,69^\circ$$

d) Calcul de l'épaisseur de la paillasse:

- **Paillasse :**

$$\frac{L_T}{30 \cos \alpha} \leq e \leq \frac{L_T}{20 \cos \alpha} ; L_T \text{ est la longueur réelle de la volée.}$$

$$\frac{90}{30 \cos 33,69} \leq e_1 \leq \frac{90}{20 \cos 33,69} \rightarrow 3,1 \leq e_3 \leq 5,4$$

On prend $e_p = 10 \text{ cm}$.

e) Calcul des moments fléchissant et effort tranchant :

- **Descente de charge :**

Tableau 4.6 la charge et la surcharge des différentes volées.

Type	α (°)	$G_{\text{paillasse}}$ (kN)	Q (kN)
1	33,69	7,10	2,50

- **Détermination des efforts internes :**

La détermination des efforts internes se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée. Le tableau suivant représente les résultats de calcul pour les autres volées en utilisant le SAP2000.

Tableau 4.7 les efforts internes pour les différentes volées

Type de volée	ELU			ELS		
	$q_{\text{paillasse}}$	M_{max}	T_{max}	q_{pallasse}	M_{max}	T_{max}
1	13,34	1,35	6	9,6	0,97	4,32

a) Calcul du ferraillage :**Tableau 4.8.** Ferraillage des escaliers de la mezzanine

	Armature longitudinale		Armature de répartition
	En travée	En appuis	
M_u	1,15 kN.m	0,675 kN.m	
μ_u	0,01	0,006	
α	0,0125	0,007	
Z	0,0896 cm	0,0897 cm	
A_{st}	$0,4 \text{ cm}^2$	$2,157 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2$	
A_{st} (choisis)	3T10 (2,36cm ²)	3T10 (2,36cm ²)	2T10 (1,57 cm ²)

ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,39; \alpha_{\text{travée}} = 0,0125$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \rightarrow \alpha \leq 0,445 \quad ; \alpha_{\text{travée}} < \alpha \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- \quad \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}fe ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,39; \alpha_{appui} = 0,007$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 \quad \rightarrow \alpha \leq 0,445$$

$\alpha_{appui} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- \quad \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}fe ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

• **Ferraillage transversal :**

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{0,006}{1,0,09} = 0,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \tau_u^- = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u < \tau_u^- \rightarrow$ condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h_e}{L} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow \frac{0,6}{0,9} \geq \frac{1}{18} \times 1,39 \rightarrow 0,667 > 0,077 \text{ c.v.}$$

$$\frac{h_e}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0,6}{0,9} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,667 > 0,0625 \text{ c.v.}$$

4.2. L'ascenseur :

4.2.1. Introduction :

Un ascenseur est un appareil élévateur destiné à transporter verticalement des personnes d'un niveau à un autre. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

4.2.2. Etude de l'ascenseur :

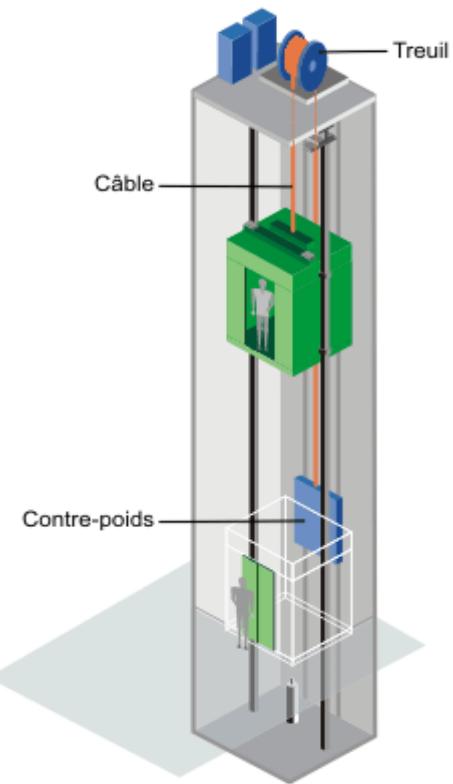


Figure 4.3. Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

L'ascenseur est composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine ou la benne
- Le contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie le treuil. Soit :

- P_m : « poids mort » ; c'est le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine.
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + Q/2$.
- M_g : le poids des câbles.

Dans ce projet il y a deux ascenseurs, chacun est spécialement aménagé en vue du transport des personnes. D'après la norme (NFP82-201) la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de $1,96 \text{ m}^2$.

➤ Épaisseur de la dalle :

$l_x = 4,7 \text{ m}$; $l_y = 5 \text{ m}$.

$\frac{l_x}{l_y} = \frac{4,7}{5} = 0,94$; $0,4 < 0,94 < 1 \rightarrow$ donc la dalle est portante dans les deux sens.

$$h \geq \frac{l_x}{45} \text{ à } \frac{l_x}{40} \rightarrow h \geq \frac{4,7}{45} \text{ à } \frac{4,7}{40} \rightarrow h \geq 0,105 \text{ à } 0,117 \text{ avec } h_{\min} = 20 \text{ cm}$$

On prend $h = 25 \text{ cm}$.

4.2.3. Evaluation des charges :

Le poids mort total est : $P_m = \sum M_i \rightarrow P_m = 2342,5 \text{ kg.}$

$$P_p = 2342,5 + 675/2 = 2680 \text{ kg}$$

$$Mg = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble.

n: le nombre des câbles.

L : la longueur du câble.

$$Mg = 0,512 \times 2 \times 41,8 = 42,8032 \text{ kg}$$

$$P_{(\text{treuil+moteur})} = 1200 \text{ kg.}$$

$$\rightarrow G = P_m + P_p + P_{(\text{treuil+moteur})} + Mg = 2342,5 + 2680 + 1200 + 42,8032$$

$$G = 6265,30 \text{ kg.}$$

$$Q = 675 \text{ kg.}$$

4.2.4. Vérification au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur.

$$Qu = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 1,35 \times 6265,3 + 1,5 \times 675$$

$$Qu = 9470,66 \text{ kg.}$$

‘qu’est la charge appliquée sur chaque appui : $qu = Qu/4.$

$$qu = 2367,67 \text{ kg.}$$

Selon le BAEL91, la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$qu \leq 0,045 \times \mu_u \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

qu: la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime.

h_0 : l'épaisseur totale de la dalle.

μ_u : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge qu est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

$h_0 : 20 \text{ cm.}$

$$\mu_u = 2(u + v)$$

$$\begin{cases} u = a + h_0 + 1,5h_r = 10 + 20 + 1,5 \times 5 = 37,5 \text{ cm} \\ v = b + h_0 + 1,5h_r = 10 + 20 + 1,5 \times 5 = 37,5 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc : $\mu_u = 2(37,5 + 37,5) = 150 \text{ cm.}$

$$qu \leq 0,045 \times \mu_u \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \rightarrow \quad qu \leq 0,045 \times 1,5 \times 0,2 \times \frac{25000}{1,5}$$

$$qu \leq 22500 \text{ kg}$$

$$2367,67\text{kg} \leq 22500\text{ kg}$$

La condition est vérifiée ; donc le risque de poinçonnement n'existe pas.

4.2.5. Evaluation des moments :

○ Moments due aux charges concentrées :

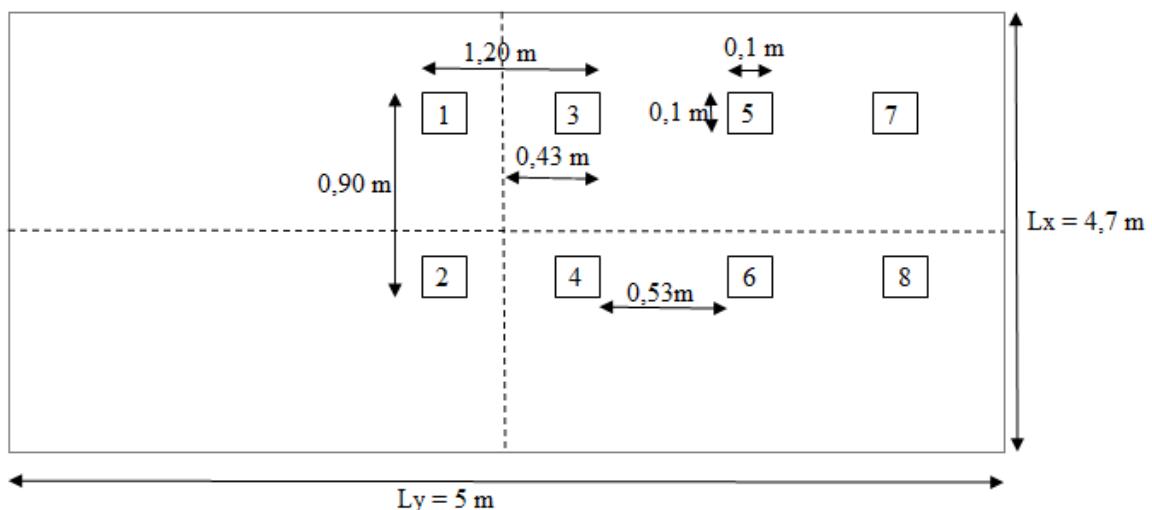
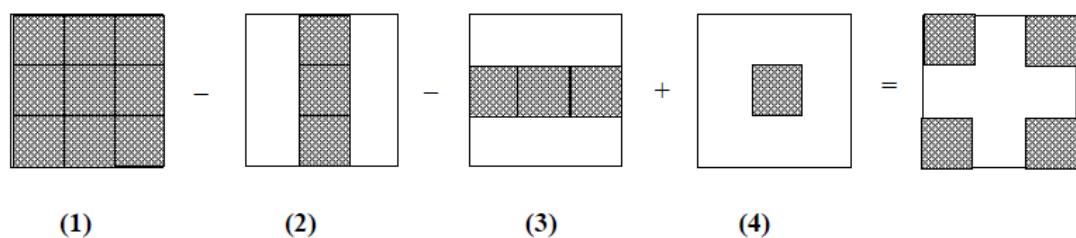


Figure 4.4. schéma statique de la dalle d'ascenseur.



On calcul les moments du aux charges concentrées, dans les huit rectangles (de 10×10 cm), en utilisant la méthode de Pigeaud.

Exemple de calcul : le rectangle de l'appui 1 :

Pour le type (1) : $\begin{cases} u = 1,54 \text{ m} \\ v = 1,44 \text{ m} \end{cases}$

$$\begin{cases} u_0 = u + h + 1,5 \times hr = 1,44 + 0,2 + (1,5 \times 0,05) \\ v_0 = v + h + 1,5 \times hr = 1,54 + 0,2 + (1,5 \times 0,05) \end{cases} \rightarrow \begin{cases} u_0 = 1,715m \\ v_0 = 1,815m \end{cases}$$

$$\frac{u_0}{lx} = \frac{1,715}{4,7} = 0,364$$

$$\frac{v_0}{ly} = \frac{1,815}{5} = 0,363$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_1 = 0,128 \\ M_2 = 0,107 \end{cases}$$

$$M_x = (M_1 + vM_2) \times P$$

$$M_y = (M_2 + vM_1) \times P$$

$$\text{Avec : } v = \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$$P = \begin{cases} Pu \times u \times v \text{ à l'ELU} \\ Ps \times u \times v \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

$$Pu = 2367,67 \text{ kg} ; Ps = \frac{6940,3}{4} = 1735,075 \text{ kg}$$

ELU

$$M_x = (23,67 \times 1,54 \times 1,44) \times 0,128 = 6,718 \text{ kN.m}$$

$$M_y = (23,67 \times 1,54 \times 1,44) \times 0,107 = 5,616 \text{ kN.m}$$

ELS

$$M_x = (17,35 \times 1,54 \times 1,44) \times (0,128 + 0,2 \times 0,107) = 5,748 \text{ kN.m}$$

$$M_y = (17,35 \times 1,54 \times 1,44) \times (0,107 + 0,2 \times 0,128) = 5,10 \text{ kN.m}$$

Pour les types (2),(3) et (4) le tableau suivant présente les résultats de calcul :

Tableau 4.9. Les moments isostatiques du rectangle 1

Type	U	V	U ₀	V ₀	U ₀ /L _X	V ₀ /L _Y	M ₁	M ₂	M _X (ELU)	M _Y (ELU)	M _X (ELS)	M _Y (ELS)
(2)	1,44	1,34	1,715	1,615	0,364	0,323	0,130	0,144	5,937	5,206	5,115	4,686
(3)	2,24	1,34	1,515	1,615	0,322	0,323	0,140	0,118	9,946	8,384	8,519	7,603
(4)	2,24	1,54	1,515	1,815	0,322	0,363	0,138	0,108	11,267	8,818	9,552	8,116

Donc pour le rectangle 1 :

$$M_x = M_x(1) - M_x(2) - M_x(3) + M_x(4)$$

Elu :

$$M_x = 6,718 - 5,937 - 11,267 + 9,946 \rightarrow M_x = -0,54 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 5,616 - 5,206 - 8,818 + 8,384 \rightarrow M_y = -0,024 \text{ kN.m}$$

Els :

$$M_x = 5,748 - 5,115 - 8,519 + 9,552 \rightarrow M_x = -042 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 5,100 - 4,686 - 7,603 + 8,116 \rightarrow M_y = -0,099 \text{ kN.m}$$

Tableau 4.10. Les moments isostatiques des huit (8) rectangles à L'ELU.

Rectangles	Points d'appuis	U (m)	V (m)	U0 (m)	V0 (m)	U0/Lx	V0/Ly	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)	Mx (elu) (kN.m)	My (elu) (kN.m)
1	(1)	1,44	1,54	1,715	1,815	0,364	0,363	0,128	0,107	6,718	5,616
	(2)	1,44	1,34	1,715	1,615	0,364	0,323	0,130	0,144	5,206	5,206
	(3)	2,24	1,35	1,515	1,615	0,322	0,323	0,140	0,118	9,946	8,384
	(4)	2,24	1,54	1,515	1,815	0,322	0,363	0,138	0,108	11,267	8,818
2	(1)	0,36	1,54	0,635	1,815	0,135	0,363	1,80	0,112	2,362	1,469
	(2)	0,36	1,34	0,635	1,615	1,135	0,323	0,190	0,121	2,169	1,381
	(3)	0,16	1,34	0,435	1,615	0,092	0,323	0,200	0,121	1,015	0,614
	(4)	0,16	1,54	0,435	1,815	0,092	0,363	0,190	0,112	1,108	0,653
3	(1)	1,44	0,86	1,715	1,135	0,364	0,227	0,135	0,130	3,927	3,81
	(2)	1,44	0,66	1,715	0,935	0,364	0,187	0,135	0,140	3,037	3,149
	(3)	1,24	0,66	1,515	0,935	0,322	0,187	0,159	0,141	3,08	2,731
	(4)	1,24	0,86	1,515	1,135	0,322	0,227	0,146	0,132	3,685	3,331
4	(1)	0,36	0,86	0,635	1,135	0,135	0,227	0,201	0,149	1,479	1,664
	(2)	0,36	0,66	0,635	0,935	0,135	0,187	0,208	0,160	1,169	0,899
	(3)	0,16	0,66	0,435	0,935	0,092	0,187	0,222	0,160	0,554	0,399
	(4)	0,16	0,86	0,435	1,135	0,092	0,227	0,250	0,159	0,814	0,518
5	(1)	1,44	2,12	1,715	2,395	0,364	0,479	0,118	0,089	8,526	6,431
	(2)	1,44	1,92	1,715	2,195	0,364	0,439	0,122	0,097	7,984	6,348
	(3)	1,24	1,92	1,515	2,195	0,322	0,439	0,132	0,099	7,438	5,579
	(4)	1,24	2,12	1,515	2,395	0,322	0,479	0,129	0,091	8,027	5,662
6	(1)	0,36	2,12	0,635	2,395	0,028	0,479	0,185	0,097	3,342	1,752
	(2)	0,36	1,92	0,635	2,195	0,028	0,439	0,195	0,104	3,190	1,702
	(3)	0,16	1,92	0,435	2,195	0,092	0,439	0,180	0,103	1,308	0,748
	(4)	0,16	2,12	0,435	2,395	0,092	0,479	0,170	0,096	1,365	0,771
7	(1)	1,44	2,16	1,715	2,435	0,364	0,487	0,118	0,089	8,687	6,552
	(2)	1,44	1,96	1,715	2,235	0,364	0,447	0,121	0,096	8,083	6,413
	(3)	1,24	1,96	1,515	2,235	0,322	0,447	0,130	0,098	7,478	5,523
	(4)	1,24	2,16	1,515	2,435	0,322	0,487	0,129	0,091	8,178	5,769
8	(1)	0,36	2,16	0,635	2,435	0,135	0,487	0,160	0,096	2,944	1,767
	(2)	0,36	1,96	0,635	2,235	0,135	0,447	0,169	0,101	2,672	1,687
	(3)	0,16	1,96	0,435	2,235	0,092	0,447	0,180	0,130	1,336	0,765
	(4)	0,16	2,16	0,435	2,435	0,092	0,487	0,169	0,097	1,382	0,793

Tableau 4.11. Les moments isostatiques des huit (8) rectangles à L'ELS.

Rectangles	Points d'appuis	U (m)	V (m)	U0 (m)	V0 (m)	U0/Lx	V0/Ly	M1 (kN.m)	M2 (kN.m)	Mx (els) (kN.m)	My (els) (kN.m)
1	(1)	1,44	1,54	1,715	1,815	0,364	0,363	0,128	0,107	5,748	5,10
	(2)	1,44	1,34	1,715	1,615	0,364	0,323	0,130	0,144	5,115	4,686
	(3)	2,24	1,35	1,515	1,615	0,322	0,323	0,140	0,118	8,519	7,603
	(4)	2,24	1,54	1,515	1,815	0,322	0,363	0,138	0,108	9,552	8,116
2	(1)	0,36	1,54	0,635	1,815	0,135	0,363	1,80	0,112	1,947	1,424
	(2)	0,36	1,34	0,635	1,615	1,135	0,323	0,190	0,121	1,793	1,331
	(3)	0,16	1,34	0,435	1,615	0,092	0,323	0,200	0,121	0,834	0,598
	(4)	0,16	1,54	0,435	1,815	0,092	0,363	0,190	0,112	0,908	0,641
3	(1)	1,44	0,86	1,715	1,135	0,364	0,227	0,135	0,130	3,437	3,369
	(2)	1,44	0,66	1,715	0,935	0,364	0,187	0,135	0,140	2,687	2,753
	(3)	1,24	0,66	1,515	0,935	0,322	0,187	0,159	0,141	2,658	2,454
	(4)	1,24	0,86	1,515	1,135	0,322	0,227	0,146	0,132	3,189	2,982
4	(1)	0,36	0,86	0,635	1,135	0,135	0,227	0,201	0,149	1,323	1,435
	(2)	0,36	0,66	0,635	0,935	0,135	0,187	0,208	0,160	0,989	0,831
	(3)	0,16	0,66	0,435	0,935	0,092	0,187	0,222	0,160	0,465	0,374
	(4)	0,16	0,86	0,435	1,135	0,092	0,227	0,250	0,159	0,673	0,498
5	(1)	1,44	2,12	1,715	2,395	0,364	0,479	0,118	0,089	7,193	5,963
	(2)	1,44	1,92	1,715	2,195	0,364	0,439	0,122	0,097	6,783	5,823
	(3)	1,24	1,92	1,515	2,195	0,322	0,439	0,132	0,099	6,270	5,179
	(4)	1,24	2,12	1,515	2,395	0,322	0,479	0,129	0,091	6,713	5,327
6	(1)	0,36	2,12	0,635	2,395	0,028	0,479	0,185	0,097	2,706	1,774
	(2)	0,36	1,92	0,635	2,195	0,028	0,439	0,195	0,104	2,588	1,715
	(3)	0,16	1,92	0,435	2,195	0,092	0,439	0,180	0,103	1,069	0,741
	(4)	0,16	2,12	0,435	2,395	0,092	0,479	0,170	0,096	1,113	0,765
7	(1)	1,44	2,16	1,715	2,435	0,364	0,487	0,118	0,089	7,328	6,076
	(2)	1,44	1,96	1,715	2,235	0,364	0,447	0,121	0,096	6,865	5,886
	(3)	1,24	1,96	1,515	2,235	0,322	0,447	0,130	0,098	6,308	5,228
	(4)	1,24	2,16	1,515	2,435	0,322	0,487	0,129	0,091	6,840	5,427
8	(1)	0,36	2,16	0,635	2,435	0,135	0,487	0,160	0,096	2,418	1,726
	(2)	0,36	1,96	0,635	2,235	0,135	0,447	0,169	0,101	2,206	1,628
	(3)	0,16	1,96	0,435	2,235	0,092	0,447	0,180	0,130	1,091	0,756
	(4)	0,16	2,16	0,435	2,435	0,092	0,487	0,169	0,097	1,129	0,784

Les moments dus aux charges concentrées seront donc :

ELU :

$$Mx_1 = \frac{1}{4}(-0,54 + 0,1 + 0,285 + 0,05 + 0,047 + 0,095 - 0,096 + 0,226) = \\ 0,01825 \text{ kN.m}$$

$$My_1 = \frac{1}{4}(-0,024 + 0,049 + 0,061 + 0,646 + 0,001 + 0,027 - 0,107 + 0,052) = \\ 0,176 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$Mx_1 = \frac{1}{4}(-0,4 + 0,08 + 0,219 + 0,126 + 0,074 - 0,033 - 0,069 + 0,174) = \\ 0,01825 \text{ kN.m}$$

$$My_1 = \frac{1}{4}(-0,099 + 0,05 + 0,088 + 0,48 + 0,035 - 0,017 - 0,0009 + 0,07) = \\ 0,1495 \text{ kN.m}$$

○ **Les moments dus aux charges réparties :**

• **Le chargement :**

$$G = 0,2 \times 25 + 3,53 = 8,53 \text{ kN/m}^2 \text{ (poids propre)}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}^2 \text{ (charge d'exploitation)}$$

$$\text{ELU: } qu = 1,35G + 1,5Q = 13,0155 \text{ kg/m}$$

$$\text{ELS: } qs = G + Q = 9,53 \text{ kN/m}$$

• **Sollicitations :**

$$\rho = \frac{lx}{ly} = \frac{4,7}{5} = 0,94 \rightarrow 1 > 0,94 > 0,4 \text{ La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\text{Elu: } \begin{cases} \mu_x = 0,0419 \\ \mu_y = 0,8661 \end{cases}$$

$$\text{Els: } \begin{cases} \mu_x = 0,0491 \\ \mu_y = 0,9087 \end{cases}$$

La méthode BAEL :

$$M_{x2} = \mu_x \times p \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

ELU :

$$M_{x2} = 0,0419 \times 13,0155 \times 4,7^2 = 12,13 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,8661 \times 12,13 = 10,505 \text{ kN.m}$$

ELS

$$M_{x2} = 0,0491 \times 9,53 \times 4,7^2 = 10,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = 0,9087 \times 10,33 = 9,386 \text{ kN.m}$$



- **Les charges totales :**

$$M_{XT} = M_{x1} + M_{x2}$$

$$M_{YT} = M_{y1} + M_{y2}$$

Elu :

$$\begin{cases} M_{xt} = 12,148 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 10,681 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Els :

$$\begin{cases} M_{xt} = 10,373 \text{ KN.m} \\ M_{yt} = 9,5355 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4.2.6. Calcul du ferraillage :

On adoptera le même ferraillage suivant les deux directions.

Tableau 4.12. Ferraillage de la dalle d'ascenseur

	Armature longitudinale	
	En travée	En appuis
M_u	10,326 kN.m	3,2043 kN.m
μ_u	0,0225	0,006978
α	0,0284	0,00875
Z	0,178cm	0,179 cm
A_{st}	1,66cm ²	0,515cm ²
A_{min}	2,17cm ²	2,17cm ²
A_{st} (choisis)	4T10 (3,14cm ²)	4T10 (3,14cm ²)

ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,171; \alpha_{travée} = 0,0284$$

$$\alpha \leq \frac{1,171-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,335 \quad \rightarrow \alpha \leq 0,335 \quad ; \alpha_{travée} < \alpha \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- \quad \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,119; \alpha_{appui} = 0,00875$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,309 \quad \rightarrow \alpha \leq 0,309; \alpha_{appui} < \alpha \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- \quad \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

- **Ferraillage transversal :**

Vérification au cisaillement :

$$V = \frac{Q_u}{2} = \frac{(90,7068 \times 2) + (25 \times 0,2 \times 5 \times 4,7)}{2} = 153,4568 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \rightarrow \tau_u = \frac{153,4568}{1 \times 0,18} = 0,853 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^- = \min(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \tau_u^- = 3,33 \text{ MPa.}$$

Donc $\tau_u < \tau_u^- \rightarrow$ condition vérifiée.

4.3. Etude de l'acrotère :

4.3.1 Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse, il forme en quelque sorte un garde corps. Il est considéré comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse.

Le calcul de l'acrotère se fera en flexion composée, car il est soumis à son poids propre W_p , et à une force horizontale F_p due à la pression du vent.

Soit : $\begin{cases} W_p : \text{poids propre de l'acrotère.} \\ F_p : \text{surcharge d'exploitation (due à la pression du vent).} \end{cases}$

4.3.2 Evaluation des charges :

- **Poids propre de l'acrotère :**

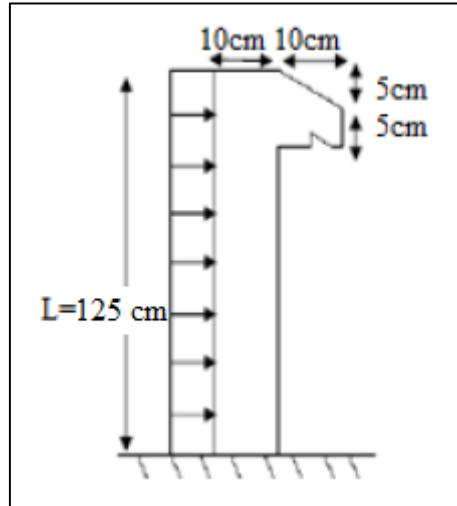


Figure 4.5. Coupe transversale de l'acrotère.

S : la surface de l'acrotère.

$$S = (0,1 \times 0,125) + \left(\frac{0,1 \times 0,05}{2} \right) + (0,1 \times 0,05) \rightarrow S = 0,1325 \text{ m}^2 \text{ (par ml).}$$

$$G = S \times 2500 \rightarrow G = 0,1325 \times 2500$$

$$\rightarrow G = 3,3125 \text{ kN/ml}$$

Avec $Q = 1 \text{ kN/ml}$.

- **L'action du vent F_p :**

D'après de RPA 99 v.2003 :

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

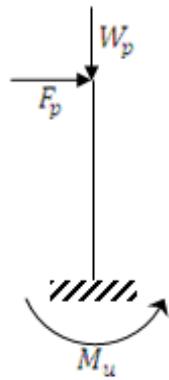
A : coefficient d'accélération des zones (Tlemcen : zone I, groupe 1B $\rightarrow A = 0,12$).

C_p : facteur de force horizontale, $C_p = 0,8$.

$$F_p = 4 \times 0,12 \times 0,8 \times 331,25 \rightarrow F_p = 1,272 \frac{\text{kN}}{\text{ml}}$$

4.3.3. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher. Le calcul se fait par rapport à une bande de 1 ml.

ELU :

- Le moment fléchissant : $M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q$ avec $M_Q=0$.
 $M_u = 1,5 \times F_p \times h = 1,5 \times 1,272 \times 1,25 \rightarrow M_u = 2,385 \text{ kN.m}$
- L'effort normal : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 3,3125 \rightarrow N_u = 4,4718 \text{ kN}$.

ELS :

- Le moment fléchissant : $M_s = M_G + M_Q$ avec $M_G=0$.
 $M_s = F_p \times L = 1,272 \times 1,25 \rightarrow M_s = 1,59 \text{ kN.m}$
- L'effort normal : $N_s = G \rightarrow N_s = 3,3125 \text{ kN}$.

4.3.4. Calcul de l'excentricité :

L'excentricité : « e » c'est la distance entre le centre de pression est le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,385}{4,4718} \rightarrow e = 0,533 \text{ m.}$$

$h_t = 10 \text{ cm.}$

$$\frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \rightarrow e > \frac{h_t}{6}$$

Donc la section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

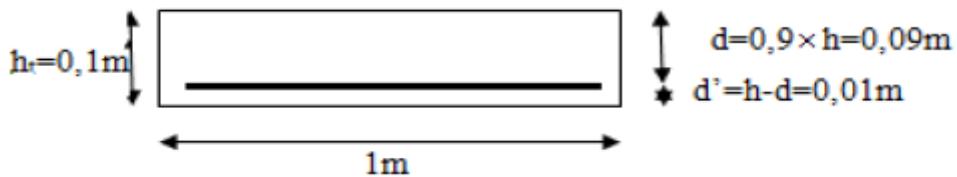
4.3.5. Détermination du ferraillage :

Figure 4.6. Coupe transversale d'un mètre linéaire de l'acrotère.

d : la distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.
 d' : la distance entre l'armature inférieure et la fibre plus tendue.

ELU :

- Le moment de flexion fictif M_a :

$$M_a = Mu + Nu \left(d - \frac{h_t}{2} \right) = 2,385 + 4,4718 \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) \rightarrow M_a = 25,638 \cdot 10^{-4} \text{ MN.m}$$

- Le moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25,638 \cdot 10^{-4}}{1,09 \cdot 14,17} \rightarrow \mu_u = 0,0223.$$

On a : $0,0223 < 0,186$.

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \cdot \left(\frac{M_a}{z} - Nu \right)$$

$z = d (1 - 0,4\alpha)$.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0223}) \rightarrow \alpha = 0,0281.$$

$$z = 0,09 (1 - 0,4 \cdot (0,0281)) \rightarrow z = 0,0889.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} \rightarrow \sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,826} \left(\frac{25,638 \cdot 10^{-4}}{0,0889} - 4,4718 \cdot 10^{-3} \right). \rightarrow A_{st} = 0,70 \text{ cm}^2.$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \cdot 1 \cdot 0,09 \cdot \frac{2,1}{400} \rightarrow A_{stmin} \geq 1,08 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st} = 4T8 = 2,012 \text{ cm}^2.$$

ELS :

- Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ en fonction des fissurations} \\ \sigma_{sc} < \bar{\sigma}_{sc} \end{cases}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times y}{s}; \sigma_{st} = n - \frac{N_s \times (d - d')}{s}; \sigma_{sc} = n \times \frac{N_s \times (d - d')}{s}.$$

$n = 15$ coefficient d'équivalence acier-béton.

$$\begin{cases} M_s = 1,59 \text{ kN.m} \\ N_s = 3,3125 \text{ kN} \end{cases} \rightarrow e = \frac{1,59}{3,3125} = 0,48 \text{ m}$$

$$p = -3 \left(\frac{h}{2} - e \right)^2 + \frac{6n \times A_{st}}{b} \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = -3 \left(\frac{0,1}{2} - 0,48 \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,012 \cdot 10^{-4}}{1} \left(0,09 - \frac{0,1}{2} + 0,48 \right)$$

$$\rightarrow p = -0,5453 \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 - \frac{6n.Ast}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2 = 2\left(0,48 - \frac{0,1}{2}\right)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 2,012 \cdot 10^{-4}}{1} \left(0,48 - \frac{0,1}{2} + 0,09\right)^2$$

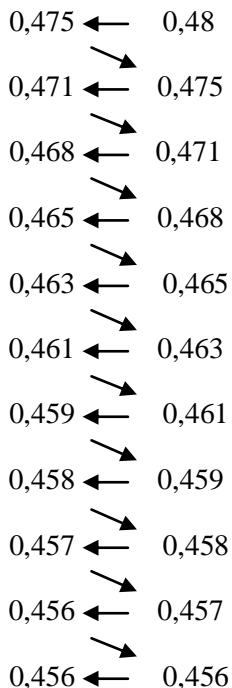
$$\rightarrow q = 0,1541m^3$$

Méthode des itérations successives :

On prend une valeur quelconque de « e_1 » :

$$e_1 = 0,48 \quad e_1 = \frac{-0,48^3 - 0,1541}{-0,5453} \quad \rightarrow e_1 = 0,485$$

$$e_1 = \sqrt[3]{(0,5453 \cdot 0,48 - 0,1541)} \rightarrow e_1 = 0,475$$



$$\rightarrow e_1 = 45,6 \text{ cm}.$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = \frac{0,1}{2} + 0,456 - 0,48 \rightarrow x=0,026 \text{ m} = 2,6 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} \times n \cdot Ast(d - x) = \frac{1.0,026^2}{2} \times 15.2,012 \cdot 10^{-4} (0,09 - 0,026)$$

$$\rightarrow S = 1.448 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3.$$

Calcul des contraintes :

Béton : $\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{s} = \sigma_{bc} = \frac{3,3125 \cdot 10^{-3} \cdot 0,026}{0,0001448} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,594 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Acier : $\sigma_{st} = n - \frac{N_s \times (d - d')}{s} \rightarrow \sigma_{st} = 15 - \frac{3,3125 \cdot 10^{-3} \times (0,09 - 0,026)}{1,448 \cdot 10^{-4}} \rightarrow \sigma_{st} = 21,96 \text{ MPa.}$

Les contraintes admissibles :

Béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc : $\begin{cases} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \end{cases}$ condition vérifiée.

- Les armatures de répartition :

$$Ar = \frac{Ast}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T6 = 1,13 cm²

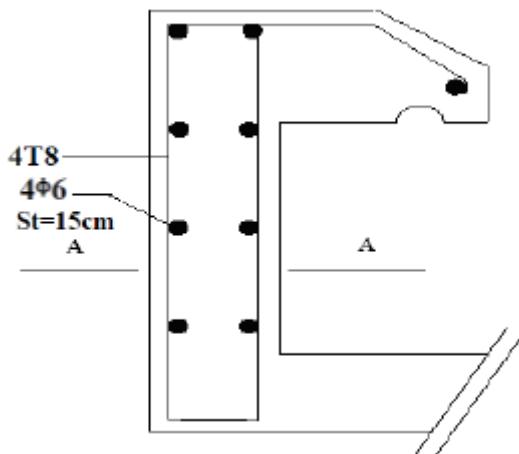


Figure 4.7 Ferraillage de l'acrotère.

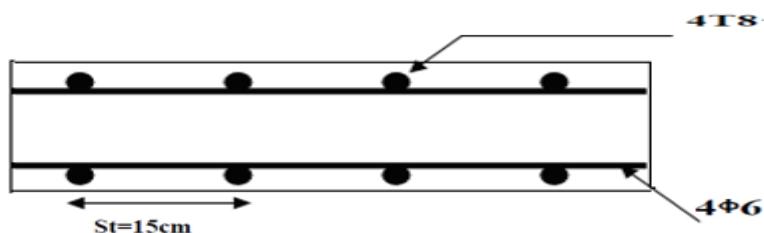


Figure 4.8 Coupe AA de l'acrotère.

CHAPITRE 5

ETUDE SISMIQUE

Rapport
Sécurité et
Santé au travail

www.santetraitement.com

5.1 Introduction :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère.

Le séisme constitue un risque naturel majeur potentiellement très meurtrier et pouvant causer des dégâts importants sur les bâtiments et les équipements. Donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable vis-à-vis des vies humaines et aux biens matériels.

5.2 Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial d'étude dynamique d'une structure est de s'assurer qu'il n'y aura pas de risque de résonance en cas de séisme, et la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de vibrations libres amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et d'éléments qui existent. C'est pour cela qu'on fait appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

5.3 Méthodes de calcul :

Selon le **RPA99V2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélélogramme.

5.3.1 Méthode statique équivalente :

a. Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projecteur.

b. Modélisation :

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan, les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté translation horizontal par niveau.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

c. Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du **RPA99version2003**, page 38.

5.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

a. Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, l'amortissement et des forces d'inertie.

b. Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

5.4 Choix de la méthode de calcul :

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque le bâtiment concerné est irrégulier en plan et en élévation.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente et l'analyse modale spectrale pour vérifier la condition du **RPA99V2003**.

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: la résultante des forces sismique à la base.

V_{statique} : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

5.5 Modélisation de la structure étudiée :

La présente étude se fera en modélisant la structure en tridimensionnel 3D avec le logiciel de calcul **SAP2000** qui permettra la modélisation des caractéristiques de rigidité et de masse de la construction.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux noeuds ayant six degrés de liberté (d.d.l) par noeuds.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « shell » à quatre noeuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

5.6 Analyse du modèle :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique – voile.

Le choix de la disposition des voiles doit satisfaire les conditions d'architectures et assurer une rigidité suffisante.

Une vingtaine de variantes ont été étudiées. Les premières propositions nous ont donné des modes de torsion aux trois premiers résultats.

Parmi les variantes étudiées on présente les cas suivants :

Le cas retenu est pour la période la plus faible $T=1.75s$.

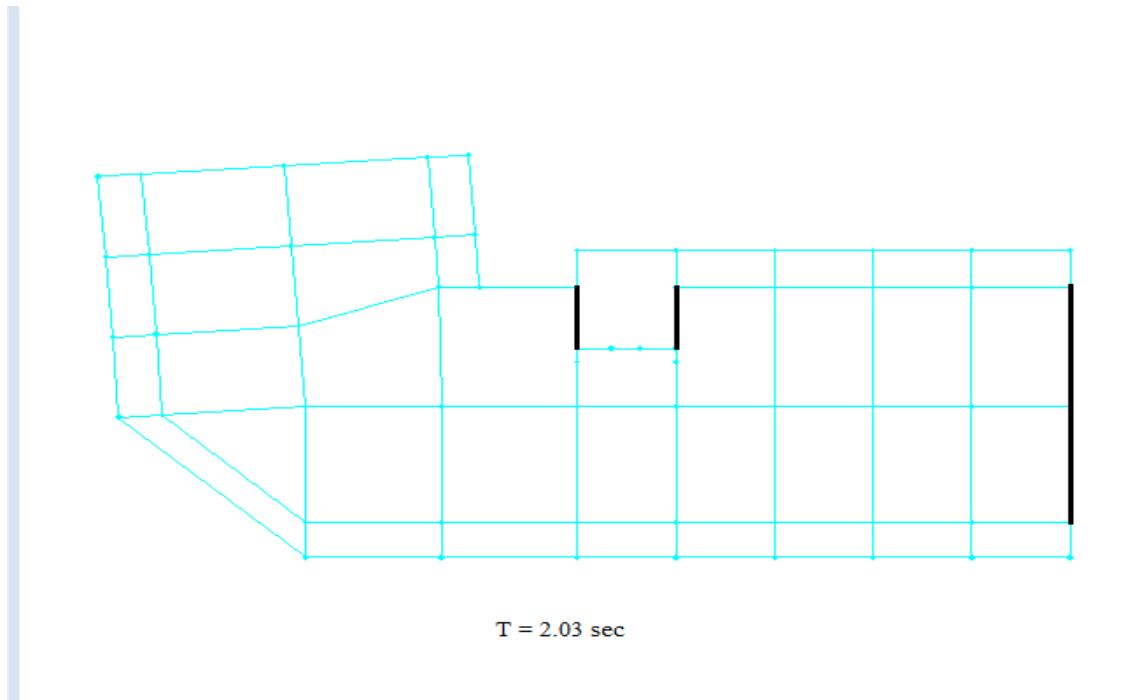


Figure 5.1 La première disposition des voiles.

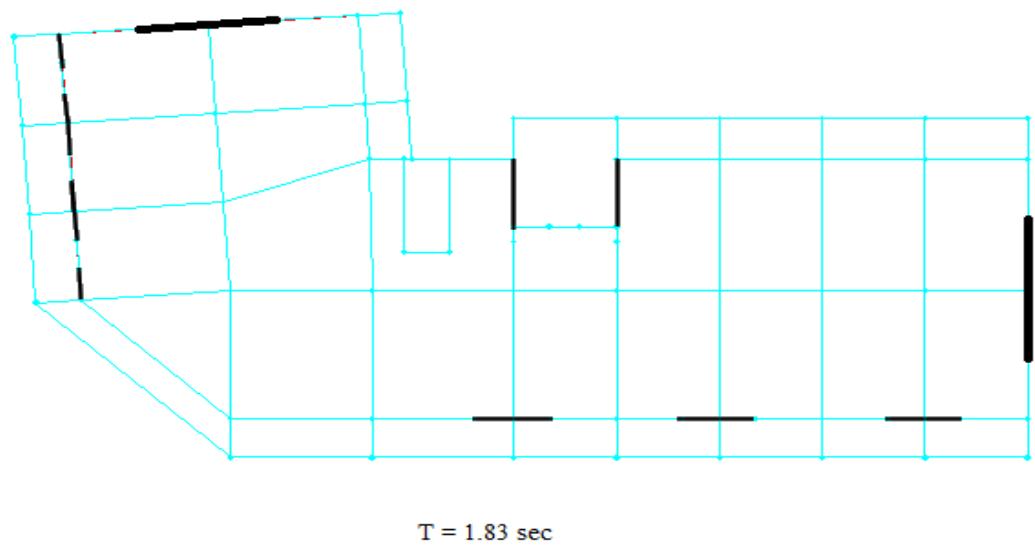


Figure 5.2 La deuxième disposition des voiles.

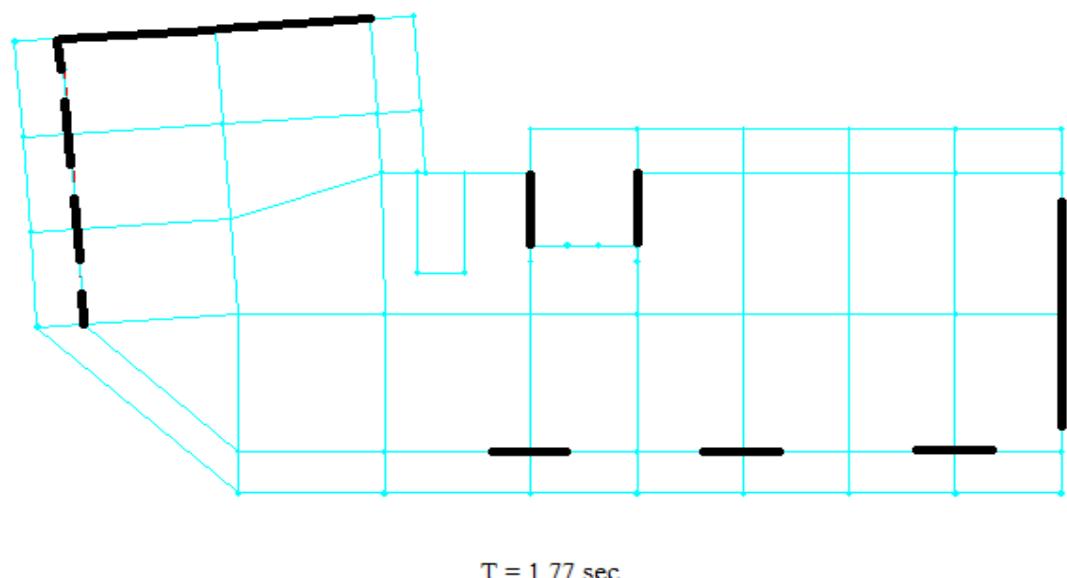


Figure 5.3 La troisième disposition des voiles.

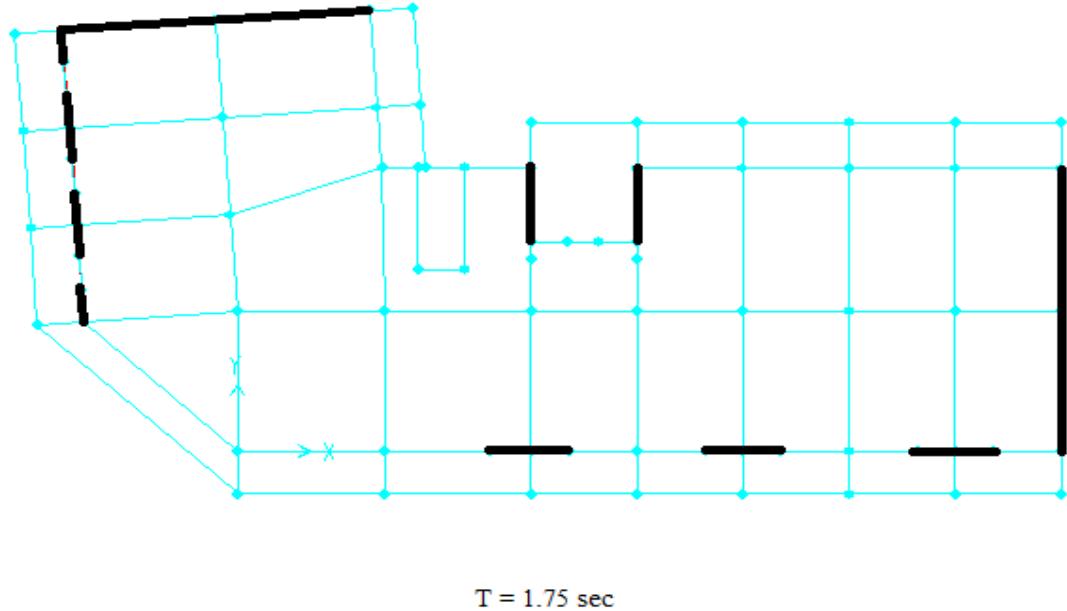


Figure 5.4 La quatrième disposition des voiles.

5.7 Méthode statique équivalente :

5.7.1 Détermination de la force sismique:

D'après **RPA99 version 2003**, la force sismique totale est donnée par la formule suivante :

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

✓ Coefficient d'accélération A :

D'après la classification sismique des wilayas : Tlemcen → Zone 1.

Ouvrage courant ou d'importance moyenne : usage d'habitation → Groupe 2.

D'après le tableau (4.1 RPA99 V2003 P41) et suivant les critères précédents :

$$A=0.1.$$

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

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 RPA99V2003 EN en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du RPA99V2003.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé, ce qui implique que le coefficient de comportement égal à R=5.

✓ **Facteur de qualité Q :**

La valeur du facteur de qualité est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq$$

Tableau 5.1 Pénalités en fonction des critères de qualité q.

Critère q	Pq	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Condition minimale sur les files de contreventement.	0.05	0.05
Redondance en plan.	0.05	0.05
Régularité en plan.	0.05	0.05
Régularité en élévation.	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux.	0	0
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0	0
$\sum q$	0.2	0.2

Sens longitudinal $\rightarrow Q = 1 + \sum 0.20 = 1.20$.

Sens transversal $\rightarrow Q = 1 + \sum 0.20 = 1.20$.

✓ **Facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement.

T : Période fondamentale.

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819.$$

Site 3 (site meuble) : $T_2 = 0.5s$.

- **Estimation empirique de la période fondamentale :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99 version 2003.

$$T = \min \left\{ \frac{C_T h_n^{3/4}}{\sqrt{D}}, \frac{0.09 * h_n}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99version2003 page 31.

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Dans le sens X :

$$h_n = 55.6 \text{ m}$$

$$D = 32.787 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = \min (1.01 \text{ s}, 0.873 \text{ s}).$$

$$\text{Donc } T_x = 0.873 \text{ s.}$$

$$\text{On a : } T_2 = 0.5 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \rightarrow D_x = 1.529$$

Dans le sens Y :

$$h_n = 52.53 \text{ m}$$

$$D = 15.59 \text{ m}$$

$$C_T = 0.05$$

$$T = \min (1.01 \text{ s}, 1.267 \text{ s}).$$

$$\text{Donc } T_y = 1.01 \text{ s.}$$

On a : $T_2 = 0.5\text{s}$

$T_2 \leq T \leq 3.0\text{s}$

$$Dy = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \rightarrow Dy = 1.38$$

✓ **Poids totale de la structure W :**

$$W_T = \sum W_i$$

$$\text{Avec : } W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

W_{G_i} : Poids dues aux charges permanentes.

W_{Q_i} : Charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération (Tableau 4.6 RPA99version2003 page 45).

$\beta = 0.2$.

Pour le calcul des poids des différents niveaux on a le tableau suivant donné par le logiciel SAP2000.

Tableau 5.2 Poids des différents niveaux.

Niveaux	Poids [T]	Niveaux	Poids [T]
2SS	468.235	6	490.881
1SS	496.277	7	490.863
RDC	447.516	8	487.230
MEZ	400.949	9	483.578
1	510.755	10	483.577
2	503.820	11	480.408
3	499.179	12	477.236
4	499.179	13	478.079
5	493.643	14	256.640

Le poids total de la structure : $W_T = \sum W_i = 8448.045\text{T}$.

5.7.2 Détermination de l'effort tranchant et de la force sismique de chaque niveau:

D'après le programme MSE :

$V_x = 3112.33 \text{ KN.}$

$V_y = 2811.1 \text{ KN.}$

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 RPA99version2003).

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W \cdot h_i}{\sum_1^n W_i \cdot h_i}$$

Avec F_t est la force concentrée au sommet de la structure $F_t = 0.07 \cdot V \cdot T$

$F_{Tx} = 188.467 \text{ KN.}$

$F_{Ty} = 198.307 \text{ KN.}$

Tableau 5.3 force sismique et effort tranchant suivant X (R=5).

Niveau	Force Fx [KN]	Effort tranchant sens X [KN]
2SS	16.00	3080.85
1SS	33.91	3064.85
RDC	52.17	3030.94
MEZZ	62.05	2978.77
1	95.47	2916.73
2	112.40	2821.26
3	124.42	2708.86
4	147.48	2579.44
5	163.70	2431.96
6	180.55	2268.26
7	198.30	2087.71
8	214.46	1889.41
9	230.34	1674.96
10	247.84	1444.61
11	263.59	1196.78
12	279.12	933.19
13	296.91	654.07
14	357.16	357.16

Tableau 5.4 Force sismique et effort tranchant suivant Y (R=5).

Niveau	Force Fy [KN]	Effort tranchant sens Y [KN]
2SS	14.29	2782.69
1SS	30.30	2768.39
RDC	46.61	2738.09
MEZZ	55.44	2691.48
1	85.30	2636.04
2	100.43	2550.74
3	115.64	2450.31
4	131.78	2334.67
5	146.27	2202.89
6	161.32	2056.62
7	177.18	1895.30
8	191.62	1718.12
9	205.81	1526.50
10	221.44	1320.69
11	235.52	1099.25
12	249.39	863.72
13	265.29	614.33
14	349.04	349.04

5.7.3 Vérification du coefficient de comportement R :

D'après l'article 4.a de RPA99V2003 : pour un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile R=5, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Charges horizontales :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{\text{global}} = 5863.54 \text{ KN.} \\ V_{\text{voiles totale}} = 5187.57 \text{ KN.} \end{array} \right. \rightarrow \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{global}}} = 88\% > 75\% \text{ (CNV)}$$

✓ Selon X :

$$\begin{cases} V_{\text{global}} = 3080.87 \text{ KN.} \\ V_{\text{voiles}} = 2664.095 \text{ KN.} \end{cases} \rightarrow \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{global}}} = 86\% > 75\% \text{ (CNV)}$$

✓ Selon Y :

$$\begin{cases} V_{\text{global}} = 2782.67 \text{ KN.} \\ V_{\text{voiles}} = 2523.475 \text{ KN.} \end{cases} \rightarrow \frac{V_{\text{voiles}}}{V_{\text{global}}} = 91\% > 75\% \text{ (CNV)}$$

Avec :

V_{global} : L'effort tranchant de la structure global.

V_{voiles} : L'effort tranchant des voiles.

Donc le choix de R n'est pas satisfaisant, on prend R=4, un système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé.

Les nouveaux résultats des efforts tranchant et des forces sismique sont représentés comme suit :

$$V_{Tx} = 3851.08 \text{ KN.}$$

$$V_{Ty} = 3478.37 \text{ KN.}$$

$$F_{tx} = 235.584 \text{ KN.}$$

$$F_{ty} = 247.884 \text{ KN.}$$

Avec :

V_{Tx} : Effort tranchant à la base dans le sens X.

V_{Ty} : Effort tranchant à la base dans le sens Y.

F_{tx} : Force concentré au sommet dans le sens X.

F_{ty} : Force concentré au sommet dans le sens Y.

Tableau 5.5 Forces sismique et efforts tranchant suivant X.

Niveau	Force Fx [KN]	Effort tranchant [KN]
2SS	20.00	3851.07
1SS	42.39	3831.07
RDC	65.21	3788.68
MEZZ	77.56	3723.47
1	119.33	3645.91
2	140.50	3526.57
3	161.78	3386.07
4	184.35	3224.30
5	204.63	3039.95
6	225.68	2835.32
7	247.87	2609.64
8	268.07	2361.77
9	287.93	2093.70
10	309.80	1805.77
11	329.49	1495.97
12	348.90	1166.48
13	371.13	817.59
14	446.46	446.46

Tableau 5.6 Forces sismique et efforts tranchant suivant Y.

Niveau	Force Fy [KN]	Effort tranchant [KN]
2SS	17.87	3478.36
1SS	37.88	3460.49
RDC	58.26	3422.61
MEZZ	69.30	3364.35
1	106.63	3295.05
2	125.54	3188.42
3	144.55	3062.88
4	164.72	2918.34
5	182.84	2753.62
6	201.65	2570.78
7	221.48	2369.13
8	239.52	2147.65
9	257.27	1908.13
10	276.81	1650.86
11	294.40	1374.06
12	311.74	1079.65
13	331.61	767.91
14	436.30	436.30

5.7.4 Période et facteur de participation modal :

1	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
2	OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
3	Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
4	MODAL	Mode		1 1.752254	0.45161	0.17641	0.00001498	0.45161	0.17641	0.00001498
5	MODAL	Mode		2 1.443954	0.14565	0.50504	0.00002414	0.59726	0.68145	0.00003912
6	MODAL	Mode		3 0.953962	0.04794	0.00474	0.00007749	0.6452	0.68619	0.00012
7	MODAL	Mode		4 0.506355	0.1072	0.0426	0.00019	0.7524	0.72879	0.00031
8	MODAL	Mode		5 0.359112	0.06189	0.10845	0.00015	0.81429	0.83724	0.00046
9	MODAL	Mode		6 0.344198	0.00006868	0.0002	0.00059	0.81436	0.83745	0.00104
10	MODAL	Mode		7 0.270101	0.01154	0.00405	0.00001828	0.82589	0.84149	0.00106
11	MODAL	Mode		8 0.236208	0.000005944	2.245E-08	0.00037	0.8259	0.84149	0.00143
12	MODAL	Mode		9 0.219545	0.03964	0.01757	0.00481	0.86554	0.85906	0.00624
13	MODAL	Mode		10 0.142471	0.07248	0.00436	0.00939	0.93802	0.86343	0.01563
14	MODAL	Mode		11 0.144301	7.302E-15	0.06862	0.00571	0.93802	0.93205	0.02134
15	MODAL	Mode		12 0.162079	1.021E-14	1.861E-15	0.68392	0.93802	0.93205	0.70526

Figure 5.5 Périodes et facteur de participation modal.

5.8 Méthode d'analyse spectrale modale :

✓ Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99V2003) :

$$\left(\frac{S_a}{g}\right) \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \left(\frac{T}{T_1}\right) \left(2.5 \eta \left(\frac{Q}{R}\right) - 1\right)\right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T : Période fondamentale de la structure.

T₁ , T₂ : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site (S3).

Sa : accélération spectrale.

g : Accélération de la pesanteur = 9.81 m/ s².

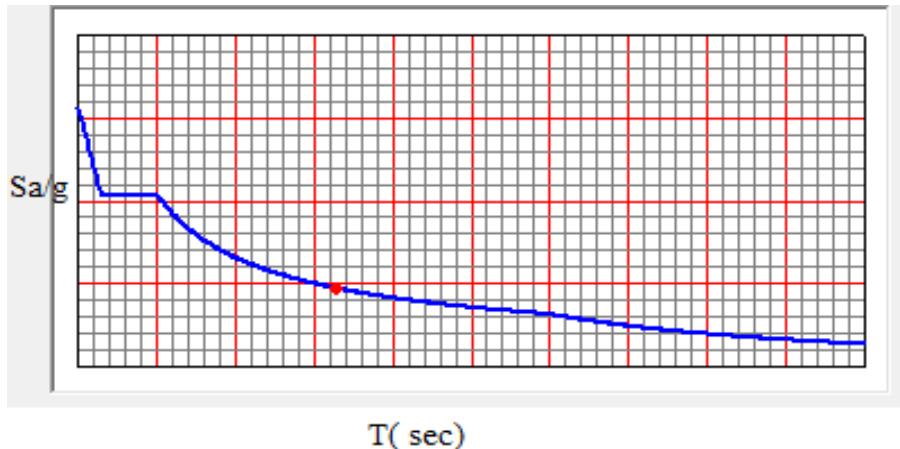


Figure 5.6 La courbe de spectre de réponse.

5.9 Résultats des forces sismiques de calcul :

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

Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moment,..) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Le tableau suivant représente les résultats obtenus après l'analyse.

Tableau 5.7 Comparaison entre l'effort statique et dynamique.

L'effort tranchant à la base	Vstatique [KN]		Vdynamique [KN]	
	Vx	Vy	Vx	Vy
	3851.08	3478.37	2256.539	2536.672

$$[Ex \text{ (statique)}] * 0.8 = 3080.864 \text{ KN.}$$

$$[Ey \text{ (statique)}] * 0.8 = 2782.696 \text{ KN.}$$

D'après les résultats on remarque que $V(x,y)\text{dynamique} < 80\% V(x,y)\text{statique}$ donc on va vérifier et calculer avec le cas le plus défavorable.

CHAPITRE 6

ETUDE DES

ELEMENTS

RESISTANTS DE

LA STRUCTURE

6.1. Introduction :

Dans ce chapitre, l'étude sera menée pour les éléments résistants de la structure, avec les détails de calcul des poteaux et des poutres.

La structure à étudier est un ensemble tridimensionnel de poteaux, poutres et voiles. Liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferraillage on considère le cas le plus défavorable, le calcul de la section d'armature dépend à la fois du moment fléchissant, et de l'effort normal, ces valeurs sont données par le logiciel SAP 2000.

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.

6.2. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux, assurant essentiellement la transmission des charges des niveaux aux fondations.

6.2.1. Les combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} 1,35 G + 1,5Q \dots (\text{ELU}) \\ G + Q \dots \dots \dots (\text{ELS}) \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

6.2.2. Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferraillage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA 99V2003, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots \dots \text{RPA 99V2003}$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : L'aire (la section brute obtenue après calcul sismique) de cette dernière.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

Tableau 6.1. Vérification des poteaux sous sollicitations normales.

Niveaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	ν	Observation
Sous-sol 3	4131,309	(75× 75)	0,290	C.V
Sous-sol 2	3970,115	(75× 75)	0,280	C.V
Sous-sol 1	3802,972	(75× 75)	0,270	C.V
RDC	3621,051	(70× 70)	0,295	C.V
Mezzanine	3446,481	(70× 70)	0,280	C.V
Étage 1	3160,712	(65× 65)	0,299	C.V
Étage 2	2874,798	(65× 65)	0,270	C.V
Étage 3	2594,451	(60× 60)	0,280	C.V
Étage 4	2316,603	(60× 60)	0,260	C.V
Étage 5	2048,736	(55× 55)	0,270	C.V
Étage 6	1780,473	(55× 55)	0,240	C.V
Étage 7	1516,028	(50× 50)	0,240	C.V
Étage 8	1254,46	(50× 50)	0,200	C.V
Étage 9	998,45	(45× 45)	0,200	C.V
Étage 10	746,229	(45× 45)	0,150	C.V
Étage 11	530,038	(40× 40)	0,130	C.V
Étage 12	360,038	(40× 40)	0,090	C.V
Étage 13	190,436	(35× 35)	0,060	C.V
Buanderie	110,433	(35× 35)	0,040	C.V

6.2.3. Exemple d'étude d'un poteau :

Les poteaux sont calculés en flexion composées dans les deux plans principaux. Le calcul de la section d'armatures dépend à la fois de deux couples de moments [M_x ; M_y] et un effort normal de compression [N].

Tableau 6.2. Les sollicitations de poteau de l'exemple

Section [cm ²]	T [KN]	M _u [KN.m]	N [KN]
(75× 75)	13,84	21,142	5480,477

➤ Méthode de calcul :

Pour les combinaisons « ELU », 0,8 × G ± E, G + Q ± E, on prend :

- Un effort normal de compression maximum et les couples de moment correspondant.
- Un couple de moment maximum et l'effort normal correspondant.

La vérification à l'ELS, se fait avec les règles BAEL 91. Pour les combinaisons « ELS », on vérifie juste les contraintes. Le calcul se fait pour chaque niveau, et celui des sections d'aciels se fait avec les règles BAEL 91.

Les combinaisons ELU, donnent un effort normal maximum et pour « G+Q+E » donnent les valeurs de moment maximum.

Calcul des armatures longitudinales :

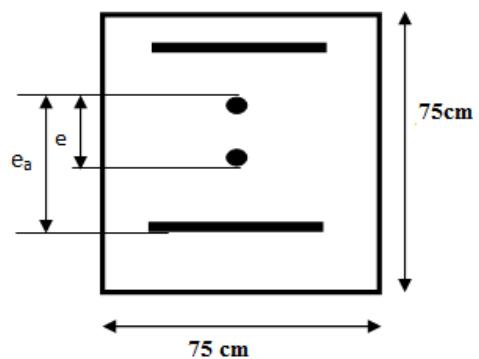
$$b=0,75 \text{ cm} ; d=0,9h=0,9 \times 0,75=0,675 \text{ cm};$$

$$d'=0,1h=0,1 \times 0,75=0,075 \text{ cm}.$$

$$e=\frac{M}{N}=\frac{21,142 \times 10^{-3}}{5480,477 \times 10^{-3}}=3,85 \times 10^{-3} \text{ m}.$$

$$e_a=e+\frac{h}{2}-d'=3,85 \times 10^{-3}+\frac{0,75}{2}-0,075$$

$$\rightarrow e_a=0,3039 \text{ m.}$$

**Le moment fictive Ma :**

$$Ma=N \times e_a=5480,477 \times 10^{-3} \times 0,3039 \rightarrow Ma=1,67 \text{ MN.m}$$

$$Nu \times (d-d') - Ma = 5480,477 \times 10^{-3} (0,675 - 0,075) - 1,67 = 1,61.$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc} = \left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,075}{0,675}\right) 0,75 \times 0,675^2 \times 14,17 = 1,19.$$

Donc $1,61 > 1,19$.

$$Nu \times (d-d') - Mu \geq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc}$$

→ Région 3, section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.

Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{1,67}{0,75 \times 0,675^2 \times 14,17} = 0,345 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,345}) = 0,554.$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \alpha) = 0,675(1 - 0,4 \cdot 0,554) = 0,525 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{Z} - N \right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{Y_s} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,826} \left(\frac{1,67}{0,525} - 5,480477 \right) = -66,11 < 0$$

Donc la section peut résister sans ferraillage.

Suivant le RPA : $A_{min} = 0,7\% \times 75 \times 75 = 39,375 \text{ cm}^2$

Tableau 6.3. Ferraillage des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA Zone courante (cm ²)	A _{max} RPA Zone nodale (cm ²)	Acal sap (cm ²) ELA	Acal sap (cm ²) ELU	Ferraillage longitudinale	
							Section (cm ²)	Le choix des armatures
S.s. 3	(75×75)	39,375	225	337,5	16,95	22,853	43,98	14T20
S.s. 2	(75×75)	39,375	225	337,5	16,875	21,905	43,98	14T20
S.s. 1	(75×75)	39,375	225	337,5	16,875	20,959	43,98	14T20
RDC	(70×70)	34,300	196	294	14,70	19,899	37,70	12T20
Mezzanine	(70×70)	34,300	196	294	14,70	18,947	37,70	12T20
Etg. 1	(65×65)	29,575	169	253,5	12,675	17,393	31,42	10T20
Etg. 2	(65×65)	29,575	169	253,5	12,675	15,853	31,42	10T20
Etg. 3	(60×60)	25,200	144	216	10,80	14,310	29,15	14T16
Etg. 4	(60×60)	25,200	144	216	10,80	12,820	29,15	14T16
Etg. 5	(55×55)	21,175	121	181,5	9,075	11,366	24,13	12T16
Etg. 6	(55×55)	21,175	121	181,5	9,075	9,904	24,13	12T16
Etg. 7	(50×50)	17,500	100	150	7,50	8,448	18,48	12T14
Etg. 8	(50×50)	17,500	100	150	7,50	7,500	18,48	12T14
Etg. 9	(45×45)	14,175	81	121,5	11,575	6,075	18,48	12T14
Etg. 10	(45×45)	14,175	81	121,5	13,802	6,075	18,48	12T14
Etg. 11	(40×40)	11,200	64	96	12,943	4,800	13,57	12T12
Etg. 12	(40×40)	11,200	64	96	13,57	9,363	13,57	12T12
Etg. 13	(35×35)	8,575	49	73,5	12.3	8,698	13.57	12T12
Buanderie	(35×35)	8,575	49	73,5	7,545	9,923	13.57	12T12

Le ferraillage transversal:

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Vu : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : La hauteur totale de la section brute.

f_e : La contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ; f_e=400 MPa.

ρ_a: Coefficient connecteur.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda g \geq 5. \\ \rho_a = 3,75 \text{ si l'élancement géométrique } \lambda g < 5. \end{cases}$$

Les armatures transversales

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1 \right) \text{ Suivant BAEL 91.}$$

Tableau 6.4 La section des armatures transversal des poteaux.

Niveau	h_1 (cm)	V_u (KN)	λg	ρ_a	Fe (MPa)	t (cm)	t' (cm)	A_t (cm^2)
S.s. 3	75	55,352	2,697	3,75	235	10	15	1,17
S.s. 2	75	84,293	2,697	3,75	235	10	15	1,79
S.s. 1	75	40,036	3,808	3,75	235	10	15	0,852
RDC	70	65,600	3,680	3,75	235	10	15	1,495
Mezzanine	70	86,660	2,720	3,75	235	10	15	1,975
Etg. 1	65	66,127	3,295	3,75	235	10	15	1,623
Etg. 2	65	77,923	3,295	3,75	235	10	15	1,913
Etg. 3	60	66,473	3,750	3,75	235	10	15	1,767
Etg. 4	60	74,964	3,750	3,75	235	10	15	1,993
Etg. 5	55	61,548	3,890	3,75	235	10	15	1,785
Etg. 6	55	68,909	3,890	3,75	235	10	15	1,999
Etg. 7	50	54,716	4,284	3,75	235	10	15	1,746
Etg. 8	50	61,318	4,284	3,75	235	10	15	1,956
Etg. 9	45	46,320	4,760	3,75	235	10	15	1,642
Etg. 10	45	52,409	4,760	3,75	235	10	15	1,858
Etg. 11	40	38,214	5,355	2,5	235	10	15	1,016
Etg. 12	40	47,607	5,355	2,5	235	10	15	1,266
Etg. 13	35	37,731	6,120	2,5	235	10	15	1,146
Buanderie	35	29,631	6,120	2,5	235	10	15	0,900

6.3. Les poutres:

Le calcul des poutres se fait en flexion simple en considérant les combinaisons d'action suivantes :

Les travées et les appuis des poutres sont sollicitées défavorablement sous :

Combinaisons fondamentales : BAEL 91.

1,35G +1,5Q (ELU)

Combinaisons accidentelles : RPA 99V2003.

G+Q±E

0,8G±E

6.3.1. Exemple d'étude d'une poutre principale:

➤ Méthode de calcul :

Pour les combinaisons « ELU », « 8G ± E », « G+Q ± E » on prend :

- Le moment maximum.
- Un couple de moment maximum et l'effort normal correspondant.
- La vérification à l'ELS se fait avec les règles BAEL 91.

Pour la combinaison ELS, on vérifie juste les contraintes.

Le calcul se fait pour chaque trois niveau, et on prend en considération la file la plus sollicité.

Le calcul des sections d'aciels se fait avec les règles BAEL 91.

Calcul des armatures longitudinales :

On prend un exemple de calcul : poutre principale au niveau RDC.

Tableau 6.5. Sollicitations de la poutre principale

Section	T (KN)	M _u _t (KN)	M _u _a (KN)	M _s _t (KN)	M _s _a (KN)
(30×40)	140,545	57,92	116,246	41,57	83,44

En travée :

Elu :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,05792}{0,3 \cdot (0,9 \times 0,4)^2 \cdot 14,17} = 0,105 < \mu_R = 0,392 .$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,105}) = 0,139 .$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,189(1 - 0,4 \cdot 0,139) = 0,34 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{Z \sigma_{st}} \rightarrow A_{st} \geq \frac{0,05792}{0,34 \cdot 347,826} \rightarrow A_{st} \geq 4,89 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2 \rightarrow A_{st} \geq \text{Max} (1,2 ; 1,3) \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{st} > 1,30 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{57,92}{41,57} = 1,39 \quad ; \quad \alpha_{\text{travée}} = 0,139$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,446$$

$\alpha_{\text{travée}} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} .$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armatures minimales :

Selon le RPA 99 V2003 : $A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

Armatures maximales :

Selon le RPA 99 V2003 : $\begin{cases} A_{max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{zone curante} \\ A_{max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$

Le choix en travée c'est : $3T12+2T14 = 6,47 \text{ cm}^2$.

En appuis :**Elu :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,11625}{0,3 \cdot (0,9 \times 0,4)^2 \cdot 14,17} = 0,211 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,211}) = 0,301.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,189(1 - 0,4 \cdot 0,301) = 0,317 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,116}{0,317 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 10,54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{30 \times 40}{1000} ; 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{ cm}^2 \rightarrow Ast \geq \text{Max} (1,2 ; 1,3) \text{ cm}^2$$

Donc : $Ast > 1,30 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

ELS :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{116,246}{83,44} = 1,39 \quad ; \alpha_{travée} = 0,301$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,446$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armatures minimales:

Selon le RPA 99 V2003 : $A_{min} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

Armatures maximales:

Selon le RPA 99 V2003 : $\begin{cases} A_{max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{zone curante} \\ A_{max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$

Le choix en travée c'est : $3T16 + 3T14 = 10,65 \text{ cm}^2$.

Espacement entre les armatures:

Selon le RPA :

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30 \text{ cm}\right)$ En zone nodale ; avec ϕ_1 est le diamètre le petit du ferraillage longitudinal.

$S't \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale.

- En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 \times 1,2; 30 \text{ cm}\right) \rightarrow St \leq \min(10; 14,4; 30 \text{ cm})$

On choisit : $St = 10 \text{ cm}$.

- En zone courante : $S't \leq \frac{40}{2} \rightarrow St \leq 20 \text{ cm}$

On choisit : $S't = 15 \text{ cm}$.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1,14; 3; 1,2) \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

6.3.2. Exemple d'étude d'une poutre secondaire :**Calcul des armatures longitudinales :**

On prend un exemple de calcul : poutre principale au niveau RDC.

Tableau 6.6. Sollicitations de la poutre secondaire

Section	T (KN)	M _{u_t} (KN)	M _{u_a} (KN)	M _{s_t} (KN)	M _{s_a} (KN)
(30×30)	65,809	24,88	50,07	17,88	35,97

En travée :**Elu :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,02488}{0,3 \cdot (0,9 \times 0,3)^2 \cdot 14,17} = 0,08 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,08}) = 0,104.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,189(1 - 0,4 \cdot 0,104) = 0,259 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,02488}{0,259 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 2,76 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{30340}{1000}, 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2 \rightarrow Ast \geq \text{Max} (0,9 ; 0,98) \text{ cm}^2$$

Donc : $Ast > 0,98 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

ELS :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{24,88}{17,88} = 1,39 \quad ; \alpha_{\text{travée}} = 0,104$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,446$$

$\alpha_{\text{travée}} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_{t28} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armatures minimales :

Selon le RPA 99 V2003 : $A_{\text{min}} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{\text{min}} = 4,5 \text{ cm}^2$

Armatures maximales :

Selon le RPA 99 V2003 : $\begin{cases} A_{\text{max}} = 4\% (b \times h) = 36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone curante} \\ A_{\text{max}} = 6\% (b \times h) = 54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone de recouvrement} \end{cases}$

Le choix en travée c'est : 3T14= 4,62 cm².

En appuis :

ELU :

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,05007}{0,3 \cdot (0,9 \times 0,4)^2 \cdot 14,17} = 0,162 < \mu_R = 0,392 .$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1-\sqrt{(1-2 \cdot 0,162)}) = 0,222.$$

$$Z = d(1-0,4 \alpha) = 0,189(1-0,4 \cdot 0,222) = 0,246 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,05007}{0,246 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 5,85 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{30 \times 30}{1000}, 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2 \rightarrow Ast \geq \text{Max} (0,9; 0,98) \text{ cm}^2$$

Donc : Ast > 0,98 cm² la condition est vérifiée.

ELS :

$$\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{50,07}{35,97} = 1,39 \quad ; \alpha_{\text{travée}} = 0,222$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,447$$

$\alpha_{\text{travée}} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Armatures minimales :

Selon le RPA 99 V2003 : $A_{\text{min}} = 0,5\% (b \times h) \rightarrow A_{\text{min}} = 4,5 \text{ cm}^2$

Armatures maximales :

Selon le RPA 99 V2003 : $\begin{cases} A_{\max} = 4\% (b \times h) = 36\text{cm}^2 \rightarrow \text{zone curante} \\ A_{\max} = 6\% (b \times h) = 54\text{ cm}^2 \rightarrow \text{zone de recouvrement} \end{cases}$

Le choix en travée c'est : 6T12 = 6,79 cm².

Ferraillage transversal :**Espacement entre les armatures transversales :**

Selon le RPA :

$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1; 30\text{ cm}\right)$ En zone nodale ; avec ϕ_1 est le diamètre le petit du ferraillage longitudinal.

$St \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale.

- En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4; 30\text{ cm}\right) \rightarrow St \leq \min(7,5; 16,8; 30\text{ cm})$

On choisit : $St = 7\text{ cm}$.

- En zone courante : $St \leq \frac{30}{2} \rightarrow St \leq 15\text{ cm}$

On choisit : $St = 10\text{ cm}$.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(0,85; 3; 1,4) \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8\text{ mm}$.

Tableau 6.7. Tableau de ferraillage des poutres.

Poutres	Niveaux	Ferraillage longitudinales					Ferraillage transversal		
		A min (cm ²) RPA 99	Travées (cm ²)		Appui (cm ²)		Ø _t (mm)	S (cm)	S' (cm)
			A trouvée	Choix	A trouvée	Choix			
Poutres principales 30x45 cm ²	Planchers sous sol, RDC.	6	4,89	3T12+2T14	10,54	3T16+3T14	Ø ₈	10	15
	Mezzanine, niveau 1,2.	6	6,37	3T12+2T14	9,74	3T16+3T14	Ø ₈	10	15
	Niveau 3, 4,5.	6	4,99	3T12+2T14	10,13	3T16+3T14	Ø ₈	10	15
	Niveau 6, 7,8.	6	5,03	3T12+2T14	10,33	3T16+3T14	Ø ₈	10	15
	Niveau 9, 10,11.	6	4,43	3T12+2T14	10,30	3T16+3T14	Ø ₈	10	15
	Niveau 12, 13,14.	6	1,91	3T12+2T14	10,49	3T16+3T14	Ø ₈	10	15
	Buanderie	6	1,69	3T12+2T14	1,69	3T12+2T14	Ø ₈	10	15
Poutres secondaires 30x30 cm ²	Planchers sous sol, RDC.	4,5	2,76	3T14	5,85	6T12	Ø ₈	7	10
	Mezzanine, niveau 1,2.	4,5	3,65	3T14	6,12	6T12	Ø ₈	7	10
	Niveau 3, 4,5.	4,5	2,91	3T14	6,44	6T12	Ø ₈	7	10
	Niveau 6, 7,8.	4,5	2,10	3T14	6,44	6T12	Ø ₈	7	10
	Niveau 9, 10,11.	4,5	3,75	3T14	6,55	6T12	Ø ₈	7	10
	Niveau 12, 13,14.	4,5	4,87	3T14	6,87	7T12	Ø ₈	7	10
	Buanderie	4,5	1,24	3T14	1,24	3T14	Ø ₈	7	10

6.4. Etude des voiles :

6.4.1. Introduction:

Le voile est un élément important de la structure, destiné spécialement pour le contreventement des bâtiments comme il peut jouer le rôle de mur de soutènement. Il se calcule comme le poteau en flexion composée. Leurs ferraillages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales. Les avantages importants que présentent les voiles de contreventement par rapport aux portiques sont :

- Leurs grandes rigidités vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voiles ont de faibles déplacements latéraux qui permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.
- La masse élevée du voile permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.

6.4.2. Les combinaisons :

Selon le RPA 99v2003 les combinaisons à considérer sont les suivants :

1,35 G+1,5Q (ELU)

G+Q (ELS)

G+Q±E

Calcul du ferraillage

La méthode de calcul : Méthode des contraintes

On prend comme exemple de calcul le voile le plus sollicité de section a= 25 cm.

Tableau 6.8.Sollicitation des voiles.

Section (cm ²)	N(KN)	M(KN.m)	T(KN)
(0,25×2,89)	6812,011	5332,2089	523,67
(0,20×3,06))	7212,619	1145,749	794,47

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,25 \times 2,89^3}{12} = 0,5028 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{6812,011}{0,7225} + \frac{5332,2089 \times 1,445}{0,5028} \rightarrow \sigma_1 = 24,75 \text{ MPa} > 0.$$

$$\sigma_2 = \frac{6812,011}{0,7225} - \frac{5332,2089 \times 1,445}{0,5028} \rightarrow \sigma_2 = -5,9 \text{ MPa} < 0.$$

$\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0 \rightarrow$ La section des voiles est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des armatures pour la zone tendue.

Armature verticale

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à reprendre les contraintes de flexion composée. Le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferraillage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

Le RPA 99V.2003 exige :

$$A_t = 0,15\% (b \times h) \rightarrow A_t = 0,15\% (0,25 \times 100) = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Armature horizontale

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.

$$A_t = 0,15\% (b \times h) = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- En zone courante 0,10 %.

$$A_t = 0,10\% (b \times h) \rightarrow A_t = 0,10\% (0,25 \times 100) = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Armature transversale

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingle de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

• Le diamètre des armatures verticales

$$D \leq \frac{1}{10} \times a \rightarrow D \leq \frac{1}{10} \times 250 \rightarrow D \leq 25 \text{ mm}.$$

On adopte $D = 12 \text{ mm}$.

$$4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min(2a ; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min(50 ; 33 \text{ cm})$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le RPA 99v2003 :

$$St \leq \min(1,5a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min(37,5 ; 30 \text{ cm})$$

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

$$St \leq \min(St_{BAEL} ; St_{RPA})$$

$$St = 30 \text{ cm.}$$

• Le diamètre des armatures longitudinales :

D'après le RPA 99v2003, on adopte le même ferraillage que les armatures verticales :

$$4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}, \text{ avec un espacement de 30 cm.}$$

• Le diamètre des armatures des cadres :

D'après le DTR-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4 /m^2 au moins.

On prend donc $4\phi 6/\text{m}^2$.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{a \times L}$$

Avec :

T : Effort tranchant.

A : Épaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

$$\tau_b = \frac{T}{a \times L} = \frac{523,67 \times 10^{-3}}{0,25 \times 5} = 0,419 \text{ MPa.}$$

$$\tau_b = 0,719 \text{ MPa} < 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Tableau 6.9. Ferraillage des deux types de voiles.

Épaisseur des voiles (cm)	Armatures verticales			Armatures horizontales			Armatures des cadres
	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{choisis} (\text{cm}^2)$	St (cm)	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{choisis} (\text{cm}^2)$	St (cm)	
20	3,75	4T12	30	3,75 (Globalement) 2,5 (zone courante)	4T12	30	4Ø6
25	3	4T12	30	3 (Globalement) 2 (zone courante)	4T12	30	4Ø6

CHAPITRE 7

LES FONDATIONS

7.1 Introduction :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges climatiques et d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le mode de fondation sera établi suivant la capacité portante du sol. Soit le sol en place a des qualités suffisantes pour qu'on puisse y fonder l'ouvrage, soit ses qualités sont médiocres et il faut alors le renforcer.

On distingue les fondations superficielles des fondations profondes :

- Les fondations superficielles sont soit isolées (ponctuelles) et on parlera de plots de fondations (par exemple sous un poteau) soit filantes (linéaires) et on parlera de semelles de fondation (sous un voile ou sous un mur). Elles reposent sur un sol choisi pour ses caractéristiques géo mécaniques, appelé niveau d'assise ou fond de coffre.

Lorsque la capacité portante du fond de coffre n'est pas homogène, la mise en œuvre d'un radier général sera une alternative économique aux fondations profondes.

- Les fondations profondes (par exemple les pieux) sollicitent le sol par deux types d'action.
 - Le premier est le frottement de la fondation sur le sol qui l'entoure, et qui offre ainsi une résistance à l'enfoncement.
 - Le second est le terme de pointe qui correspond à l'appui vertical de la fondation sur un sol de qualité acceptable.

7.2 Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend du :

- ❖ Type d'ouvrage à construire.
- ❖ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ❖ La capacité portance de terrain de fondation.
- ❖ La charge totale transmise au sol.
- ❖ La raison économique.
- ❖ La facilité de réalisation.

On a opté comme fondation un radier général, à cause de l'importance d'ouvrage et les charges transmises.

7.2.1 Pré dimensionnement :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est supposé infiniment rigide soumis à la réaction uniforme du sol.

❖ Epaisseur du radier :

- h_d : Épaisseur de la dalle doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20}$$

l_{\max} : Distance maximale entre deux files successives $l_{\max} = 5m$

D'où $h_d \geq \frac{500}{20} \rightarrow h_d \geq 25 \text{ cm}$

- h_n : Épaisseur de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10}$$

D'où $h_d \geq \frac{500}{10} \rightarrow h_d \geq 50 \text{ cm}$

1ere proposition :

$$\begin{cases} h_d = 60 \text{ cm} \\ h_n = 90 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs ne vérifient pas la contrainte du sol.

Donc on augmente les valeurs de h_d , h_n

2ieme proposition :

$$\begin{cases} h_d = 80 \text{ cm} \\ h_n = 160 \text{ cm} \end{cases}$$

Ces valeurs vérifient la contrainte du sol.

Donc on garde les valeurs de h_d , h_n

❖ Débordement (D) :

$$D \geq \text{Max}\left(\frac{h_n}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 80 \text{ cm}$$

On adopte : $D = 1,00 \text{ m}$.

❖ Vérification de la contrainte du sol :

D'après le rapport géotechnique, on a un taux de travail du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 2,3 \text{ bars}$.

La condition qu'on doit vérifier est la suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$;

$$\sigma_{b1} = Z_{\max} \times K ; \sigma_{b2} = Z_{\min} \times K$$

K : Le coefficient de BALLAST (coefficient de la raideur du sol).

K = 4,6 kg/cm³ (Tableau du module de réaction du sol).

Z : Déplacement Uz tiré des résultats du SAP2000.

On a : $Z_{\max} = -0,003 \text{ m}$, $Z_{\min} = -0,009 \text{ m}$

$$\sigma_{b1} = Z_{\max} \times K = 0.3 \times 4.6 = 1.38 \text{ bars}$$

$$\sigma_{b2} = Z_{\min} \times K = 0.9 \times 4.6 = 4.14 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4} = \frac{3 \times 1.38 + 4.14}{4} = 2.07 < 2,3 \text{ bars} , \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

7.2.2. Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAP2000, comme élément plaque Sur sol élastique, on a obtenu les résultats suivants :

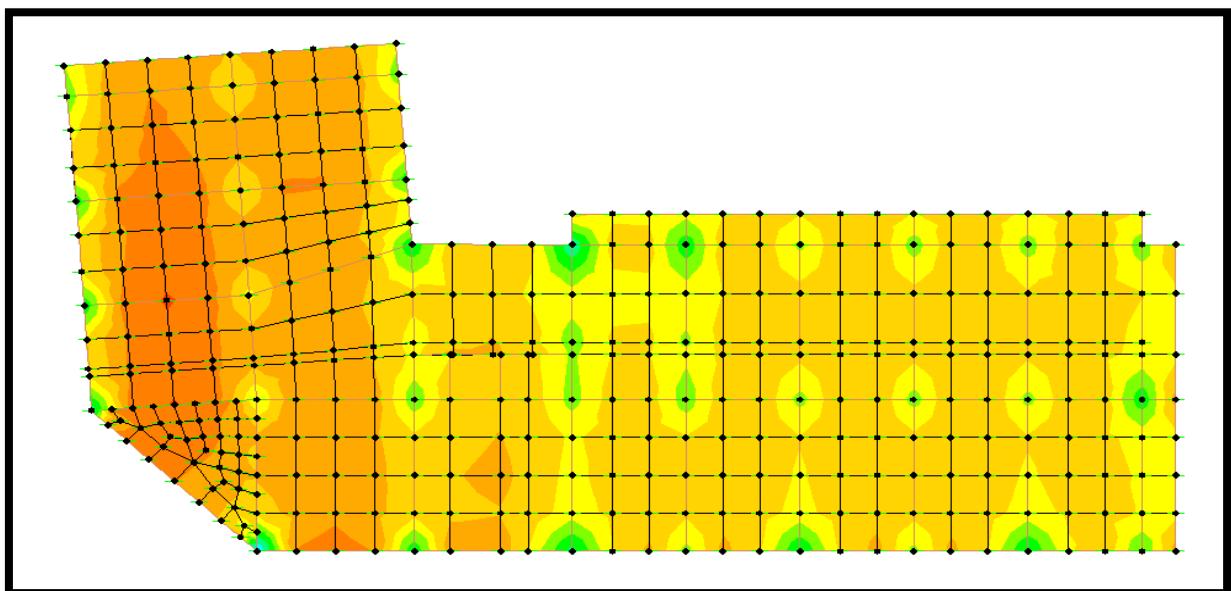


Figure.7.1 Moments M11 a l'ELU.

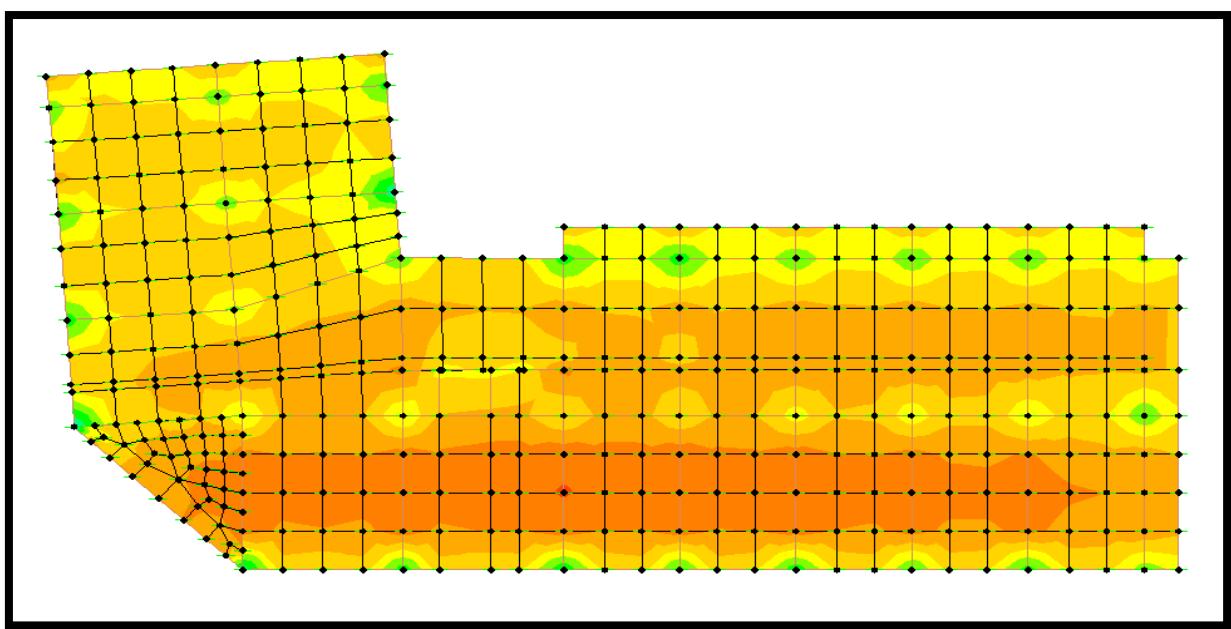


Figure.7.2 Moments M22 a l'ELU.

Tableau 7.1. Sollicitations du radier.

		ELU		ELS	
		M11(KN.M)	M22(KN.M)	M11(KN.M)	M22(KN.M)
Nervure	Appuis	984,830	769,81	720,45	559,79
	Travée	664,090	297,35	482,1	215,86
Dalle	Appuis	782,309	682,470	573,485	495,107
	Travée	744,370	650,216	541,927	473,379

7.2.3. Calcul du ferraillage

1) Ferraillage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1x1) m² et en deux direction, l'une suivant Lx et l'autre suivant Ly.

• En travée :

➤ Ferraillage suivant Lx

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,74437}{1 \cdot (0,9 \times 1)^2 \cdot 14,17} = 0,0648 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,0648)}) = 0,084.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,9(1 - 0,4 \cdot 0,084) = 0,869 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z \sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,74437}{0,869 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 24,62 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 8T20 (25,13 cm²/ml)

➤ Ferraillage suivant Ly

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,650216}{1 \cdot (0,9 \times 1)^2 \cdot 14,17} = 0,0566 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,0566)}) = 0,073.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,9(1 - 0,4 \cdot 0,073) = 0,873 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z \sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,650216}{0,873 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 21,41 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 8T20 (25,13 cm²/ml)

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$\rightarrow Ast \geq \text{Max} (10 ; 10,867) \text{ cm}^2$$

Donc : $Ast > 10,867 \text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

Vérification à l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

➤ Suivant Lx

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{744,37}{541,93} = 1,37 ; \alpha_{\text{travée}} = 0,084$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,435$$

$\alpha_{\text{travée}} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

➤ Suivant Lv

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{650,216}{473,379} = 1,37 ; \alpha_{\text{travée}} = 0,073$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,435$$

$\alpha_{\text{travée}} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

• En appuis**➤ Ferraillage suivant Lx**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,78231}{1 \cdot (0,9 \times 1)^2 \cdot 14,17} = 0,068 < \mu_R = 0,392 .$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2 \cdot 0,068)}) = 0,088.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,9(1 - 0,4 \cdot 0,088) = 0,868 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z \sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,78231}{0,868 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 25,91 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 9T20 (28,27 cm^2/ml).

➤ **Ferraillage suivant Ly**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,68247}{1.(0,9 \times 1)^2 .14,17} = 0,059 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,059}) = 0,077.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,9(1 - 0,4 \cdot 0,077) = 0,870 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,682}{0,87 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 22,55 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 8T20 (25,13 cm²/ml)

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$\rightarrow Ast \geq \text{Max} (10; 10,867) \text{ cm}^2$$

Donc : Ast > 10,867 cm² la condition est vérifiée.

Vérification à l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}; \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

➤ **Suivant Lx**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{782,31}{573,48} = 1,364; \alpha_{appuis} = 0,088$$

$$\alpha \leq \frac{1,364 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,432$$

$\alpha_{appuis} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

➤ **Suivant Ly**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{682,47}{495,107} = 1,38; \alpha_{appuis} = 0,077$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,439$$

$\alpha_{appuis} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{2621.25 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.9} = 2.91 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2 \cdot X \cdot f_{c28}}{y_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

Alors : $\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ condition vérifie.

Calcule de l'espacement :

- **D'après le BAEL91 :**

$$St \leq \text{Min} (0.9 \times d; 40) \text{ cm} \rightarrow St \leq \text{Min} (90; 40)$$

Alors on adopte un espacement de $St = 15 \text{ cm}$.

2) Ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait en flexion simple avec une section rectangulaire représentée dans la figure suivante :

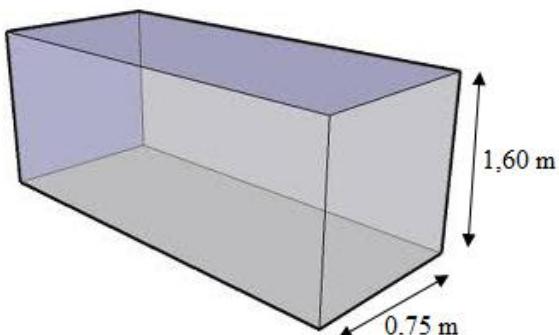


Figure 7.3. Les dimension de la nervure.

❖ Ferrailage suivant Lx :

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,66409}{075 \cdot (0,9 \times 1,60)^2 \cdot 14,17} = 0,03 < \mu_R = 0,392.$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,03}) = 0,038.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 1,44(1 - 0,4 \cdot 0,038) = 1,42 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z \sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,66409}{1,42 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 13,44 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 4T12+6T14 (13,73 cm²/ml)

• **En appuis**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 f_{bc}} \rightarrow \mu_u = \frac{0,98483}{0,75 \cdot (0,9 \times 1,6)^2 \cdot 14,17} = 0,045 < \mu_R = 0,392 .$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,045}) = 0,057 .$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,44(1 - 0,4 \cdot 0,057) = 1,41 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,98483}{1,41 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 20,08 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 10T16 (20,11 cm²/ml).

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2 \rightarrow Ast \geq \text{Max} \left(\frac{75 \times 160}{1000} ; 0,23 \times 75 \times 144 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$\rightarrow Ast \geq \text{Max} (12 ; 13,041) \text{ cm}^2$$

Donc : Ast > 13,041 cm² la condition est vérifiée.

Vérification à l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

• **En travée**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{664,09}{482,1} = 1,38 ; \alpha_{\text{travée}} = 0,038$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44$$

$\alpha_{\text{travée}} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

• **En appuis**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{984,83}{720,45} = 1,37 ; \alpha_{\text{appuis}} = 0,057 .$$

$$\alpha \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,43$$

$\alpha_{\text{appuis}} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- \quad \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_{t28} ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 201,63 \text{ MPa} .$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

❖ **Ferraillage suivant Ly :**

• **En travée**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,29735}{0,75 \cdot (0,9 \times 1,60)^2 \cdot 14,17} = 0,013 < \mu_R = 0,392 .$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,013}) = 0,016.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 1,44(1 - 0,4 \cdot 0,016) = 1,43 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,29735}{1,43 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 5,98 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 4T14 (6,16 cm²/ml)

• **En appuis**

$$\mu_u = \frac{Mu}{bd^2 fbc} \rightarrow \mu_u = \frac{0,76981}{0,75 \cdot (0,9 \times 1,6)^2 \cdot 14,17} = 0,035 < \mu_R = 0,392 .$$

La section est à simple armature.

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,035}) = 0,045.$$

$$Z = d(1 - 0,4 \alpha) = 1,44(1 - 0,4 \cdot 0,045) = 0,870 \text{ m}$$

$$Ast \geq \frac{Mu}{Z\sigma_{st}} \rightarrow Ast \geq \frac{0,76881}{1,41 \cdot 347,826} \rightarrow Ast \geq 15,67 \text{ cm}^2$$

Le choix est : 8T16 (16,08 cm²/ml)

Condition de non fragilité :

$$Ast \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{cm}^2 \rightarrow Ast \geq \text{Max} \left(\frac{75 \times 160}{1000} ; 0,23 \times 75 \times 144 \times \frac{2,1}{400} \right) \text{cm}^2$$

$$\rightarrow Ast \geq \text{Max} (12 ; 13,041) \text{ cm}^2$$

Donc : $6,16 < 13,041 \text{ cm}^2$ la condition n'est pas vérifiée.

Le choix est donc 4T12+6T14=13,76>13,041 c.v.

Vérification à l'ELS :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{Ms}$$

• **En travée**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{297,35}{215,86} = 1,38 ; \alpha_{\text{travée}} = 0,016$$

$$\alpha \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44$$

$\alpha_{travée} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

- **En appuis**

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{769,81}{559,79} = 1,38 \quad ; \alpha_{appuis} = 0,045$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,44$$

$\alpha_{appuis} < \alpha$ donc la condition est vérifiée.

Alors les contraintes de béton σ_{bc} et σ_{st} sont vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa.}$$

Donc le ferraillage calculé à l'ELU convient à l'ELS.

Ferraillage transversal :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{0,6595}{0,75 \cdot 1,44} = 0,61 \text{ MPa, avec } \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifiée.

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_{min}\right)$$

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{160}{35}; \frac{75}{10}; 1,2\right) \rightarrow \emptyset_t \leq \min(4,75; 7,5; 1,2) \text{ cm}$$

On prend $\emptyset_t = 10 \text{ mm.}$

Alors on adopte le choix : $\emptyset 10$

Calcul de l'espacement :

Selon le RPA :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_{min}; 30 \text{ cm}\right) \text{ En zone nodale.}$$

Avec \emptyset_{min} est le diamètre le petit du ferraillage longitudinal.

$St \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale.

- En zone nodale : $St \leq \min(40; 14,4; 30 \text{ cm})$
On choisit : $St = 12 \text{ cm.}$
- En zone courante : $St \leq \frac{160}{2} \rightarrow St \leq 20 \text{ cm}$
On choisit : $St = 20 \text{ cm.}$

CHAPITRE 8

ETUDE ECONOMIQUE

8.1 Introduction :

L'environnement des entreprises est de plus en plus évolutif. La durée de vie des produits se réduit au point de voir les sociétés amenées à trouver des nouveaux moyens pour survivre. Pour relever les défis, il a fallu chercher à améliorer les méthodes de maîtrise des processus, et identifier une fonction supplémentaire dans les entreprises humaines : le management de projet.

8.2 Le management de projet :

Le management de projet est l'ensemble des actions engagées par une ou des organisation(s) afin de définir/concevoir un projet, de le lancer et de le réaliser. Il ne relève pas seulement de l'application d'outils de gestion, mais d'un système de gestion à part entière. Le management de projet combine la gestion de projet, et la fonction de direction de projet en charge de la définition des objectifs (coûts, délais, spécifications techniques), des actions politiques, des aspects financiers et de l'organisation du travail collectif des équipes projets.

8.2.1 Projet :

Un projet est un ensemble finalisé d'activité et d'actions entreprises dans le but de répondre à un besoin défini dans des délais fixés et dans la limite de l'enveloppe budgétaire allouée.

Un projet comprend un objectif défini devant être livré dans un délai et à un coût convenu un système dynamique à maintenir en équilibre, chaque changement déséquilibre le projet.

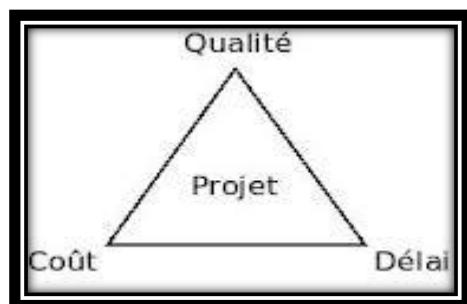


Figure 8.1 Objectif principal d'un projet [1].

8.2.2 Le cycle de vie d'un projet :

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases. Le nombre de phases ainsi que leur appellation peuvent varier d'une application à une autre, d'un domaine d'application à un autre et d'un auteur à un autre. L'ingénieur responsable d'un projet devra parfois définir les phases du projet dont il a la responsabilité en tenant compte des paramètres propres au projet ou à la culture d'entreprise. Ces différences ne limitent en aucune façon la validité ni la pertinence du modèle ci-dessous en quatre phases qu'il est proposé à l'ingénieur de suivre [2].

1. **Phase d'identification** : la demande est clarifiée, les objectifs précisés et le projet globalement identifié en ce qui a trait au produit ou au service à livrer, aux contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.
2. **Phase de définition** : le contenu du projet est défini de façon plus précise, une planification détaillée est établie pour sa durée; les échéances, les ressources et les dépenses, ainsi que les politiques et les procédures de gestion sont circonscrites.
3. **Phase de réalisation** : le produit ou le service est effectivement réalisé suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.
4. **Phase de clôture** : le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

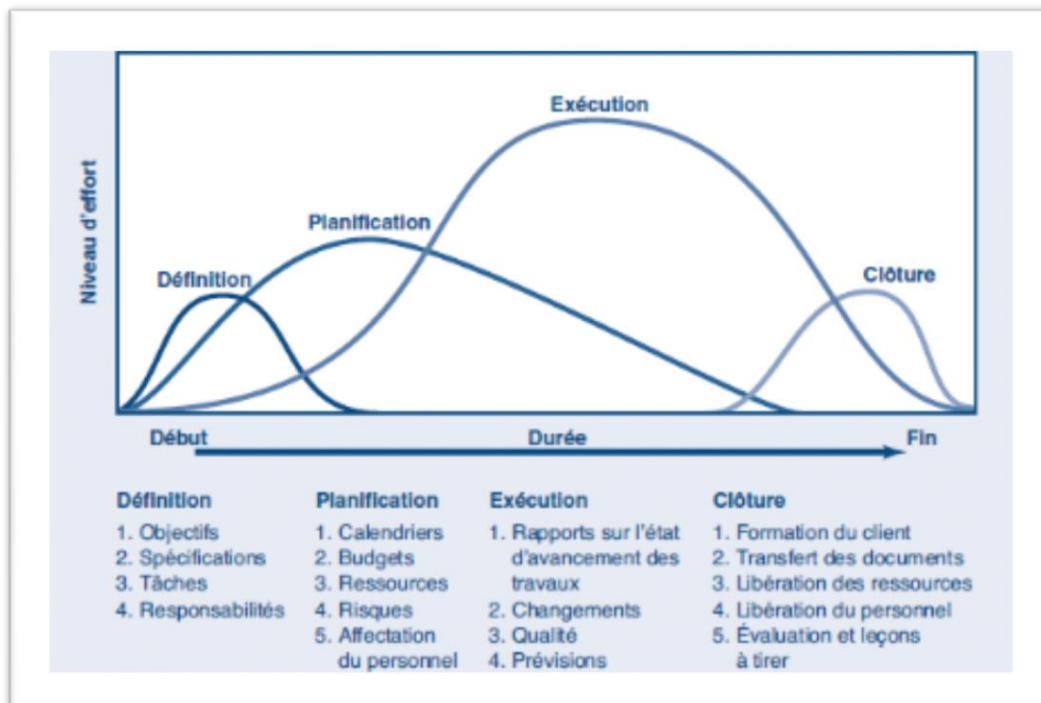


Figure 8.2 Cycle de vie d'un projet [3].

8.2.3 Les différents intervenants du projet :

➤ Le maître de l'ouvrage :

Le maître d'ouvrage doit vérifier la faisabilité du projet, définir la localisation, le programme, l'enveloppe prévisionnelle, assurer le financement, choisir le processus de réalisation et conclure les contrats. On attribue généralement la fonction de maîtrise d'ouvrage au client, celui pour le compte duquel le projet est réalisé. Les compétences du maître d'ouvrage se décomposent en deux grands pôles : un pôle administratif, juridique et financier (assuré par un directeur d'investissement) et un pôle technique (assuré par un conducteur d'opération, ou éventuellement délégué au maître d'œuvre).

➤ Le maître d'œuvre :

Le maître d'œuvre est choisi par le maître d'ouvrage pour sa compétence afin de concevoir le projet et d'en assurer la réalisation. Le maître d'œuvre vérifie la cohérence du programme, conçoit le bâtiment, demande les autorisations administratives, consulte et désigne les entreprises, prépare les marchés, coordonne les études et les travaux, contrôle la qualité, les coûts.

➤ Le contrôle :

Il s'agit soit du contrôle technique, exigé par certains maîtres d'ouvrages et qui consiste en un examen critique des dispositions techniques du projet et de la réalisation, soit d'une vérification technique, généralement demandée par les assureurs, qui consiste à vérifier le respect de certaines règles (sécurité incendie, ...) ou les caractéristiques de matériaux spécifiques.

➤ L'entreprise :

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre [4].

8.3 Planification et ordonnancement :

8.3.1 Introduction :

Dans notre projet de fin d'étude nous avons besoin d'une estimation précise des ressources nécessaires pour la planification ainsi les couts de chaque tache et le cout total de réalisation de cette structure.

Pour une planification rapide et efficace on a utilisé Microsoft Office Project qui nous offre une gamme complète d'outils pour produire les prévisions de notre projet.

Microsoft Office Project est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projets et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les couts, et les calendriers [5].

8.3.2 Définition de la planification de projet :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonner les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation.

- Les objectifs du planning sont les suivants :
- Déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés.
- Suivre et communiquer l'avancement du projet.
- Affecter les ressources aux tâches.

8.3.3 Le découpage du projet :

La conduite d'un projet repose sur un découpage chronologique (phases) du projet en précisant

- Ce qui doit être fait (tâches).
- Par qui cela doit être fait (Ressources).
- Comment les résultats (Livrables) doivent être présentés.
- Comment les valider (Jalons).

La tâche :

Une tâche est une action à mener pour aboutir à un résultat.

A chaque tâche, il faut associer :

- Un objectif précis et mesurable.
- Des ressources humaines, matérielles et financières adaptées.
- Une charge de travail exprimée en nombre de journées, et de travailleurs.
- Une durée ainsi qu'une date de début et une date de fin.

Dans le cadre du planning, les tâches sont reliées entre elles par des relations de dépendance.

- ✓ **Liaison Fin-Début** : l'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne commence.
- ✓ **Liaison Fin-Fin** : l'activité amont doit s'achever avant que l'activité aval ne finisse.
- ✓ **Liaison Début – Début** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne commence.
- ✓ **Liaison Début-Fin** : L'activité amont doit commencer avant que l'activité aval ne finisse.

Un jalon :

Les jalons d'un projet se définissent comme :

- Des évènements clé d'un projet, montrant une certaine progression du projet.
- Des dates importantes de réalisation d'un projet.
- Une réalisation concrète (production de livrables).

Un livrable :

Un livrable est un résultat qui découle de l'achèvement d'une partie du projet (document, réalisation,....) ou du projet lui-même. [6]

Le chemin critique :

C'est l'ensemble des tâches pour lesquelles toutes les marges sont nulles. Les dates de début au plus tôt et au plus tard, les dates de fin au plus tôt et au plus tard sont confondues. [7]

Le WBS (Works Breakdown Structures) :

La structure de découpage du projet (Works breakdown structure WBS) est une décomposition hiérarchique (orientée vers les livrables) du travail à exécuter par l'équipe du projet, pour réaliser les objectifs du projet et les livrables exigés. Le WBS organise et définit tout le contenu du projet. Il subdivise le travail du projet en parties plus petites et plus faciles à maîtriser de sorte qu'en descendant d'un niveau dans le WBS, la définition du travail du projet devient plus détaillée[8].

Le WBS de notre projet est :

Tableau 8.1 Le WBS du projet.

Nom de la tâche
Installation de chantier
Création de l'accès.
Mur de clôture.
Baraque de chantier.
Infrastructure.
Terrassement
Fouille de radier
Creusement des regards
Pose des canalisations
Remblais
Radier général.
Réglage des fouilles
Ferraillage
Coffrage
Bétonnage
Décoffrage
Plate forme.
Pose gravier
Pose treillis soudés
Coulage plate forme
Superstructure.
3S-Sol
Ferraillage des poteaux de 3s-sol
Coffrage des poteaux 3s-sol
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux 3s-sol+ voiles
Ferraillage des poutres et chainages 2s-sol
Ferraillage + coffrage de la dalle pleine de 2s-sol
Coulage de la dalle 2s-sol + poutres
2S-Sol
Ferraillage des poteaux de 2s-sol
Coffrage des poteaux 2s-sol
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux 2s-sol + voiles
Ferraillage des poutres et chainages 1s-sol
Ferraillage + coffrage de la dalle pleine de 1s-sol
Coulage de la dalle 1s-sol + poutres
Maçonnerie de 3s-sol
1S-Sol
Ferraillage des poteaux de 1s-sol
Coffrage des poteaux 1s-sol
Ferraillage des voiles

Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux 1s-sol + voiles
Ferraillage des poutres et chainages RDC
Ferraillage des poutrelles
Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de RDC
La pose d'hourdis
Coulage de la dalle RDC+poutres+chainages.
Maçonnerie 2s-sol
RDC
Ferraillage des poteaux de RDC
Coffrage des poteaux RDC
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux RDC + voiles
Ferraillage des poutres et chainages MEZZ
Ferraillage d'escalier RDC
Coffrage d'escalier RDC
Ferraillage des poutrelles
Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de MEZZ
La pose d'hourdis
Coulage de la dalle MEZZ+poutres+chainages+escaliers RDC
Maçonnerie 1s-sol
MEZZANINE
Ferraillage des poteaux de MEZZ
Coffrage des poteaux
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux MEZZ + voiles
Ferraillage des poutres et chainages 1 étage
Ferraillage d'escalier MEZZ
Coffrage d'escalier MEZZ
Ferraillage des poutrelles
Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de 1 étage
La pose d'hourdis
Coulage de la dalle 1 étage+poutres+chainages+escaliers MEZZ
Maçonnerie RDC
1 ETAGE 13 ETAGE
Ferraillage des poteaux de 1 étage
Coffrage des poteaux
Ferraillage des voiles
Coffrage des voiles
Bétonnage des poteaux 1 étage + voiles
Ferraillage des poutres et chainages 2 étage
Ferraillage d'escalier 1 étage
Coffrage d'escalier 1 étage
Ferraillage des poutrelles

Coffrage de la dalle corps creux (16+5) de 2 étage
La pose d'hourdis
Coulage de la dalle 2 étage+poutres+chainages+escaliers 1 étage
Maçonnerie MEZZ
TERRASSE ACCESSIBLE
Ferraillage des poteaux
Coffrage des poteaux
Bétonnage des poteaux
Maçonnerie 13 étage
CORPS D'ETAT SECONDAIRE
Electricité
Plomberie
Menuiserie
Peinture
Nettoyage

Diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT est un graphique (chrono gramme) qui consiste à placer les tâches chronologiquement en fonction des contraintes techniques de succession (contraintes d'antériorités). [6]

Diagramme de GANTT de notre projet est (voir l'annexe c).

8.4 Définition des ressources :

Après la subdivision des tâches on doit relier chaque tâche avec une ressource correspondante soit matérielles soit humaines.

➤ Ressources humaines :

Dans notre projet on a huit groupes :

- **Groupe ingénieur** : qui s'occupe de tout ce qui est suivi et contrôle.
- **Groupe coffreur** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche coffrage dans le projet.
- **Groupe ferrailleur** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche ferraillage dans le projet.
- **Groupe maçon** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche maçonnerie.
- **Groupe électriciens** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche d'électricité dans le projet.
- **Groupe de plomberie** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche plomberie dans le projet.
- **Groupe de menuiserie** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche menuiserie dans le projet.
- **Groupe de peinture** : qui s'occupe de tout ce qui est tâche peinture dans le projet.

➤ Ressources matérielles :

On distingue deux types de ressources matérielles :

- **Engins :**

- Tracteur pour eau
- Camion 10 tonnes
- Grue
- Chargeur
- Pelle hydraulique
- Pompe à béton.

- **Matériaux :**

Tableau 8.2 Les ressources matérielles (Matériaux) du projet

Béton	Dalle de sol
Fer pour ferraillage	Carrelage granito
Brique	Gains d'électricité
Enduit en ciment	Plinthe en terre cuite
Houdis	Faïence
Treillis soudés	Projecteurs électriques
Enduit en ciment	Cadre portes et fenêtres
Remblai	Panneau d'affichage
Bois pour coffrage	Lampe et douille
Gravillon roulé	Fils d'électricité
Feuille de polystyrène	Tuile
Boites d'interrupteurs	Tube en béton pour l'eau usée

8.5 Etude économique :

L'estimation du cout des tâches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tâche aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

Après l'introduction de toutes les informations (les tâche avec leur durée et cout estimé avec les ressources) sur logiciel MS Project 2003 on obtient les résultats suivants :

- ✓ La durée du projet est de 727 jours de travail.
- ✓ Le début du projet est prévu le : 08/02/2015
- ✓ La fin du projet est prévu le : 03/12/2017
- ✓ Le cout brut du projet est de : 145 895 966.72 DA.

8.6 Courbe financière :

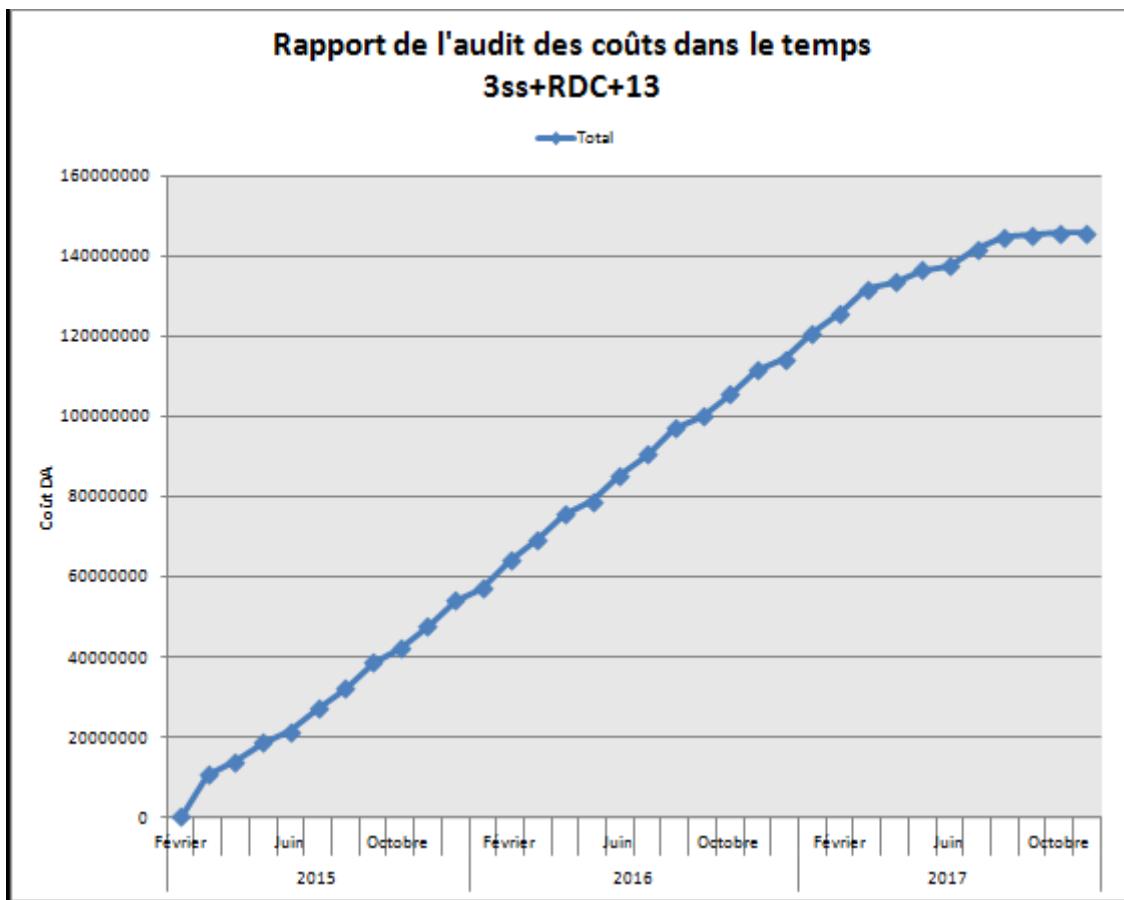


Figure 8.3 la courbe financière (courbe en S).

8.7 Conclusion :

En guise de conclusion, la gestion de projet est un ensemble de techniques d'identifier, planifier et de piloter un projet.

Toutefois l'évolution actuelle a fait susciter l'aspect managériale afin d'avoir une plus grande valeur ajoutée qui permet la conduite du projet vers la réussite.

Ces techniques et outils ne peuvent fonctionner pleinement que dans le cadre d'une gestion par projet.

En effet, nous avons voulu montrer, dans ce chapitre une technique du diagramme de GANTT qui permettre l'estimation de cout du projet et facilite leur réalisation en respectant le budget approuvé.

Conclusion générale

Les objectifs de ce mémoire étaient :

- Un dimensionnement détaillé de tous les éléments constituants
- La recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'application d'une méthode (diagramme de GANTT) pour cerner les couts de ce projet.

Nous nous sommes donc intéressées en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq années d'étude sur l'ouvrage à étudier. Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99v2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment.

Par la suite, nous avons abordé la programmation par le logiciel SAP2000, pour assimiler le comportement de la structure, suite aux différentes sollicitations statiques et dynamiques.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait localiser aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure.

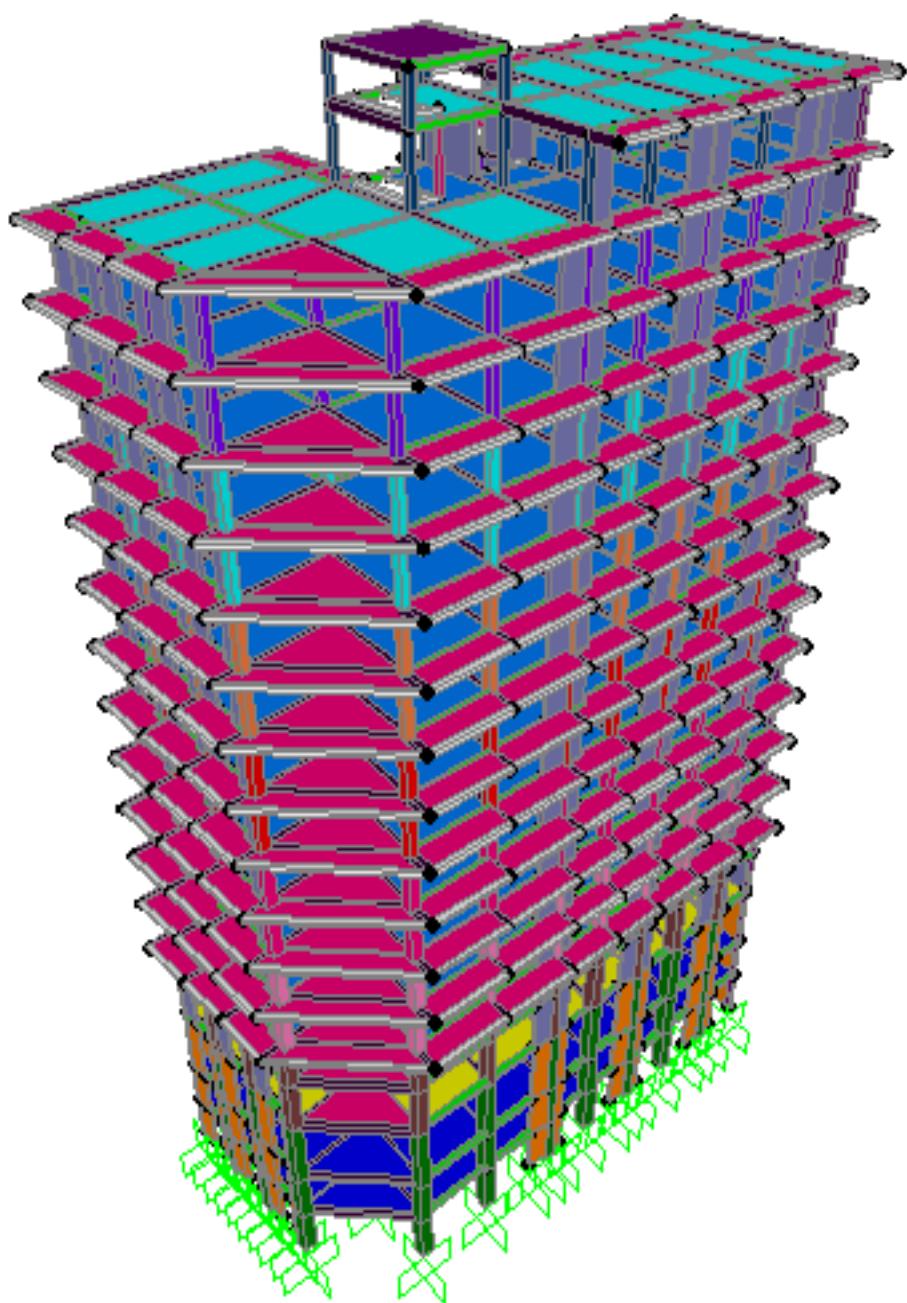
Ensuite, nous avons étudié les fondations. C'est un radier général.

Enfin nous avons estimé un planning des délais et des coûts, en utilisant le logiciel MS PROJECT.

A partir de ce scénario, nous avons identifié les différents besoins de ce bâtiment.

Pour conclure, ce mémoire nous a permis d'avoir une connaissance plus étendue sur le bâtiment et de nous initier aux services du génie civil.

Nous avons eu un aperçu sur le monde du travail dans les bureaux d'études, ce qui nous a permis de stimuler notre ouverture d'esprit et d'éveiller notre curiosité au domaine de la conception.



Vue en 3D du Bâtiment

Références bibliographiques

[BAEL, 91] Jean-Pierre Mougin, Béton Armé aux Etats Limites 91modifié99, deuxième Edition Eyrolles 2000.

[DTR B.C 2.2] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation.

[RPA99version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 Version 2003.

[CBA 93] Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé.

[1] De geek à directeur technique, disponible à l'adresse « <http://www.geek-directeur-technique.com/2009/07/10/le-triangle-qualite-cout-delai> ».

[2] Ordre de l'ingénieur du Québec, Montréal, 2011 [consulté le 25-04-2015], disponible à l'adresse « <https://gpp.oiq.qc.ca/le-cycle-de-vie-d-un-projet.htm> ».

[3] Nolex.FONTIL, Projet de développement communautaire, Master en développement management de projet , 2009, université senghor d'alexendrie.

[4] DENIS.M, liaison entre la conception et la gestion de projet : Projector, un prototype pour la planification, Mont blanc France, doctorat en génie civil, 1994, Université de Savoie.

[5] CHABANE.M et BENDAHMANE.Z, étude technique et économique d'un bâtiment rdc+9 étages, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie.

[6] « <http://www.gestion de projet.com> », [consulté le 11-05-2015].

[7] DENIS .SZ, gestion de projet, 2008[consulté le 25-04-2015], disponible à l'adresse « <ftp://ftp.dsfc.net/support-gestion-de-projet.pdf> ».

[8] TALEB.I et MERAD.R, Management du projet et réduction de la durée du projet, chatouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie.

DJELTI.Y et ALIDAHMANE.I, étude d'un bâtiment 3sous-sol+rdc+16 étages d'une forme irrégulière a usage multiple, chetouane Tlemcen, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie.