



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Spécialité : GENIE CIVIL

Option : STRUCTURE

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation « R+9 » situé à Biskra (AADL)

Etudiante :

REMMAL Oumaima

Encadreur :

Mme SAIFI Insaf

Année universitaire : 2023/2024

Remerciements

Toute ma parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui m'a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail, et à mes parents pour leurs soutiens et leurs sacrifices. Au terme de mon travail, je tiens à remercier très sincèrement mon encadreur madame SAIFI Insaf pour tous les conseils, supports et l'aide qu'elle m'a apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais répartis. Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce mémoire. Je remercie aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à ma formation. Que tous ceux au celles qui m'ont apportés leur soutien et qui m'ont aidé de loin ou de près pour l'achèvement de ce projet trouvent ici l'expression de ma vive et sincère reconnaissance, en particulier ma familles et mes amis.

Dédicace

On dédie ce modeste travail aux

A nos pères, et nos mères pour leurs immenses Sacrifices, encouragements constants et leurs Amour inconditionnel. Que Dieu les garde à jamais.

A nos frères et A notre famille.

Que Dieu Miséricordieux les protègent.

A nos chers amis. Que dieu bénisse leurs jours.

A tous les professeurs qui m'ont enseigné tout au long de notre parcours scolaire et universitaire.

REMMAL Oumaima

RESUME :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué d'un rez-de-chaussée plus neuf (9) étages, implanté dans la wilaya de Biskra. Cette région est classée en zone de faible sismicité (zone I) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et de vérification du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E. L91 modifié 99), cette étude se compose de quatre parties :

- **Première partie** : Description générale du projet, incluant les dimensions initiales des composants, la présentation des caractéristiques des matériaux et la charge de chaque élément.
- **Deuxième partie** : Étude des éléments secondaires du bâtiment.
- **Troisième partie** : Étude dynamique du bâtiment à l'aide d'un logiciel informatique (ROBOT).
- **Quatrième et dernière partie** : Étude des éléments résistants du bâtiment (poteaux, poutres, voiles, radier général).

Le travail se termine par une conclusion générale.

الملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لمبنى سكني مكون من طابق أرضي زائد تسعة (9) طوابق، ويقع في ولاية بسكرة. تصنف هذه المنطقة ضمن منطقة زلزالية منخفضة (المنطقة الأولى) وفقاً لـ RPA99 النسخة 2003. باستخدام اللوائح الجديدة لحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003) و (B.A.E. L91 المعدلة 99)، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

- **الجزء الأول:** وصف عام للمشروع، يتضمن الأبعاد الأولية للمكونات، وعرض خصائص المواد والحمولة لكل عنصر.
- **الجزء الثاني:** دراسة العناصر الثانوية للمبنى.
- **الجزء الثالث:** دراسة ديناميكية للمبنى باستخدام برنامج حاسوبي (ROBOT).
- **الجزء الرابع والأخير:** دراسة الأجزاء المقاومة في المبنى (الأعمدة، العوارض، الجدران، الأساس العام)

ينتهي العمل بخاتمة عامة

Sommaire

Remerciements	I
<i>Dédicace</i> :	II
RESUME :	III
Liste de figure :	XI
Liste de tableau :	XIII
Introduction générale :	2
Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux	
1.1. Introduction :	3
1.2. Présentation de l'ouvrage :	3
1.3. Caractéristiques géométriques	10
1.4. Données du site	10
1.5. Règlements utilisés et normes de conception :	10
1.6. Les éléments de l'ouvrage :	11
1.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux	12
1.7.1. Béton	12
1.7.1.1 Résistances mécaniques du béton :	13
1.7.2. Acier :	17
1.8. Conclusion	20
Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et Descente des charges	
2.1 Introduction :	21
2.2 Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage :	21
2.2.1 Les poutres : (RPA99/V2003) & (BAEL91)	21
2.2.2 Les Poteaux :	22
2.2.3 Les voiles :	23
2.2.4 Pré dimensionnement des planchers :	25
2.3 Détermination des charges et surcharges :	27
2.4 Descentes de charges	31
2.4.1 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité	31
2.4.2 Vérification de la section de poteau :	36
2.5 Conclusion :	44
Chapitre 3 : Calcul des éléments non structuraux	
3.1 Introduction	45
3.2 L'acrotère :	45
3.1 Calcul de l'excentricité :	49
3.2 Calcul de la section d'armatures en flexion simple :	49

3.3	L'escalier :	54
3.4	La poutre palière :	65
3.5	Balcon :	74
3.5.1	Étage courant :	74
3.5.2	Calcul des sollicitations :	74
3.5.3	Calcul du ferrailage a L'E.L.U :	74
3.5.4	VERIFICATION :	75
3.5.5	Calcul de la flèche :	76
3.5.6	Ferrailage du balcon :	77
3.6	Le plancher en corps creux :	78
3.6.1	Conception des planchers :	78
3.6.2	Méthode de calcul :	78
3.6.3	Calcul des sollicitations :	78
3.6.4	Calcul des moments :	79
3.6.5	Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1) :	85
3.7	La cage de l'ascenseur :	89
3.8	Conclusion :	97

Chapitre 4 : Étude dynamique

4.1	Introduction	98
4.2	Le but de l'étude sismique :	98
4.3	Etude sismique pour notre structure :	98
4.3.1	La méthode modale spectrale : [L'article 4.3 RPA99/Version2003] :	99
4.3.2	Détermination des paramètres du spectre de réponse (la structure étudiée):	100
4.3.3	Nombre de mode à considérer	101
4.3.4	Estimation de la période fondamentale de la structure	101
4.3.5	Facteur d'amplification dynamique moyen D	102
4.4	Résultats de l'analyse sismique :	102
4.4.1	Modèle initial :	102
4.4.2	Conception et analyse de la nouvelle variante :	105
4.5	Conclusion :	115

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

5.1	Ferrailage des poteaux :	116
5.1.1	Introduction :	116
5.1.2	Recommandations du RPA :	116
5.1.3	Hypothèse de calcul :	117
5.1.4	Calcul de ferrailage (flexion composée) :	117
5.1.5	Vérifications à l'ELU :	118

5.1.6	Vérifications à P'ELS :	120
5.2	Ferraillage des poutres :	121
5.2.1	Introduction :	121
5.2.2	Recommandations du RPA :	121
5.2.3	Hypothèse de calcul :	121
5.2.4	Calcul de ferraillage :	122
5.2.4	Vérifications à L'ELU :	123
5.3	Ferraillage des voiles :	126
5.3.1	Introduction :	126
5.3.2	Calcul des voiles :	127

Chapitre 6: Etude Des Fondations

6.1	Introduction :	130
6.2	Calcul des fondations :	130
6.3	Définition de type de semelle :	131
6.4	Radier :	132
6.5	Ferraillage du radier :	136
6.5.1	Ferraillage des panneaux :	136
6.5.2	Etude du débord du radier :	140
6.6	Les sollicitations sur les nervures :	142
6.7	Calcul du ferraillage :	144
6.8	Vérification globale de la structure :	147

Table des Matières

A	coefficient acceleration de zone.
A_l	Section d'armature longitudinale.
A_{min}	section d'armature minimale déterminée par les règlements.
A_r	section d'armature de répartition
A_t	Section d'armature de travée ou transversale.
A_u	Section d'armature d'état limite ultime de résistance.
A'	Section d'armature comprimée.
B_r	Section réduite du béton.
C_p	Facteur de force horizontale.
C_s	Charge dev rupture.
D	Coefficient d'amplification dynamique.
E	Module de déformation longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantanée.
E_{iv}	Module de déformation longitudinale différée.
G	Action des charges permanentes.
H	Hauteur.
HA	Armature à haute adhérence.
I	Moment d'inertie en générale.
L	Longueur
L_e	Longueur en élévation.
L_n	Longueur entre axe des nervures.
L_p	Longueur en plan.
M.	Moment fléchissant.
M_a	Moment fléchissant en appui.
M_d	Moment fléchissant du droit.
M_f	Moment fléchissant totale.
M_g	Moment fléchissant sous charge permanente ; moment du au garde corps.
M_j	Moment fléchissant sous charge permanente avant mis en place des cloisons.
M_{ser}	Moment fléchissant d'état limite de service.
M_t	Moment fléchissant de travée.
M_u	Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
M_w	Moment fléchissant de la gauche.
M_0	Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.
M_1	Coefficient par rapport d'une aux armatures tendues.
M_2	Coefficient de Pigeaud.
N	Effort normal.
N_e	Effort normal au centre de la section.
N_{pp}	Effort normal du au poids des poutres principales.
$N_{ps.}$	Effort normal du au poids des poutres secondaire.
N_{ser}	Effort normal d'état limite de service.
P :	Poids propre ; périmètre.
P_r	Poids propre du radier.
P_q	Pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q.
Q	Action variable quelconque ; facteur de qualité.
R	Rayon ; coefficient de comportement de la structure.
S	Surface.
S_r	Surface du radier.

T	Effort tranchant.
T _x	Période fondamentale dans le sens x-x.
T _y	Période fondamentale dans le sens y-y.
U _c	Périmètre de contour.
V	Force sismique ; effort horizontal.
V _t	Effort sismique à la base de la structure.
W	Poids total de la structure.
W _p	Poids de l'élément en considération.
a	Longueur ; distance ; dimension.
b	Largeur.
b ₀	Largeur de la nervure.
b ₁	Largeur du poteau.
C	Enrobage.
d	Hauteur utile.
e	Excentricité ; espacement.
ea	Excentricité additionnelle.
f	Flèche.
f _c	Contrainte caractéristique du béton à la compression.
f _e	Limite élastique d'acier.
f _t	contrainte caractéristique du béton à la traction.
g	giron de la marche.
h _c	hauteur du corps creux.
h _d	hauteur de la dalle.
h _e	hauteur libre.
h _{moy}	hauteur moyenne.
h _t	hauteur totale.
h'	hauteur de la zone nodale.
h ₁	hauteur du poteau.
i	rayon de giration.
j	nombre des jours.
l	longueur ; distance.
l _f	longueur de flambement.
l'	longueur de la zone nodale.
q _b	charge linéaire induite par les marches.
q _{eq}	charge linéaire équivalente.
q _{ser}	charge linéaire d'état limite de service.
q _u	charge linéaire d'état limite ultime de résistance.
s	espacement.
t	espacement ; période.
x	abscisse.
y	ordonnée.
α	angle ; coefficient dimension.
γ	coefficient partiel de sécurité ; rapport des moment.
β	coefficient sans dimension, coefficient de pondération.
ε	ε : déformation coefficient d'amortissement critique.
η	coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.
θ	est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.
μ	moment réduit.

ρ	Coefficient de deux dimensions.
σ	contrainte de béton ou d'acier.
τ	contrainte tangentielle ou de cisaillement.
ξ	pourcentage d'amortissement critique.
\emptyset	diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.
Δ .	déplacement.

Liste de figure :

Figure 1.1 : Vue de la façade principale du bâtiment (échelle 1/50).....	4
Figure 1.2 : Vue en plan RDC (échelle 1/50).....	5
Figure 1.3 : Vue en plan Etage 1 ^{er} au 5 ^{ème} (échelle1/50).....	6
Figure 1.4 : Vue en plan Etage 6 ^{ème} au 9 ^{ème} (échelle 1/50).....	7
Figure 1.5 : la coupe I.I (échelle 1/50).....	8
Figure 1.6 : plan de toiture (échelle 1/50).....	9
Figure 1.7 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.....	16
Figure 1.8 : Diagramme Contrainte- Déformation du Béton à l'ELS.....	17
Figure 1.9 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.....	19
Figure 2.1 : Coupe de voile en élévation [L'article 7.7.1 du RPA99/Version2003].....	24
Figure 2.2 : Coupe de voile en plan [RPA99/Version2003].....	24
Figure 2.3 : Coupe verticale d'une dalle en corps creux.....	25
Figure 2.4 : Surface d'influence sur le poteau.....	32
Figure 2.5 : Désignations des niveaux du poteau.....	32
Figure 3.1 : Schémas statique de l'acrotère.....	46
Figure 3.2 : Diagrammes des efforts internes.....	48
Figure 3.3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.....	48
Figure 3.4 : Ferrailage de l'acrotère.....	53
Figure 3.5 : Schéma de l'escalier.....	54
Figure 3.6 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.....	57
Figure 3.7 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELS.....	64
Figure 3.8 : Ferrailage de l'escalier.....	70
Figure 3.9 : Schéma de la poutre palière à la torsion.....	73
Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	77
Figure 3.11 : Schéma Ferrailage Balcon.....	88
Figure 3.12 : Schéma Ferrailage Plancher.....	89
Figure 3.13 : Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique.....	97
Figure 3.14 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	
Figure 4.1 : disposition des voiles (Modèle initial).....	103

Figure 4.2 : Vue de la structure modélisée. (3d).....	105
Figure 4.3 : disposition des voiles de la nouvelle variante.....	105
Figure 5.1 : Disposition des voiles.....	127
Figure 6.1 : Schéma statique du débord du radier.....	140
Figure 6.2 : Transmission de charge dans ces deux sens.....	143
Figure.6.3 :Diagramme des moments fléchissant 'ELU.....	143
Figure.6.4 : Diagramme des moments fléchissant 'ELS.....	144
Figure.6.5 : Diagramme des effortstranchant.....	144
Figure 6.7 : Schéma de ferrailage de la radier.....	146
Figure 6.8 : Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui.....	147

Liste de tableau :

Tableau 1.1: Caractéristiques des aciers utilisés.....	18
Tableau 2.1 : Vérification des poutres aux conditions exigées par RPA99/Version2003.....	22
Tableau 2.2 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	23
Tableau 2.3 : Dimensionnement des dalles pleines.....	27
Tableau 2.4 : Charges et surcharges sur le plancher terrasse inaccessible (DTR B.C.2-2).....	27
Tableau 2.5 Charges et surcharges sur le plancher étage courant (DTR B.C.2-2).....	28
Tableau 2.6 Charges et surcharges sur le plancher en dalle pleine (DTR B.C.2-2).....	29
Tableau 2.7 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur) (DTR B.C.2-2).....	29
Tableau 2.8 : Charges revenant aux murs intérieurs (DTR B.C.2-2).....	30
Tableau 2.9 : Valeur de la charge de voile.....	30
Tableau 2.10 : Descente des charges sur Poteau.....	36
Tableau 3. 1 : Charge permanente du palier.....	56
Tableau 3.2: Charge permanente du Paillasse.....	56
Tableau 3.3: Effort interne dans poutre palier.....	67
Tableau 3.4: Le ferrailage de poutre palier.....	68
Tableau 3.5: Vérification de la contrainte.....	69
Tableau 3.6: Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle de l'ascenseur.....	92
Tableau 3.7: Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle de l'ascenseur.....	92
Tableau 3.8: Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle de l'ascenseur.....	95
Tableau.3.9: Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle de l'ascenseur.....	96
Tableau 4.1 : Les caractéristiques de notre spectre de répons.....	100
Tableau 4.2 : Sections des poteaux et voiles de chaque niveau (Modèle initial).....	103
Tableau 4.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial	104
Tableau 4.4 : Vérification de la force sismique à la base.....	110
Tableau 4.5 : Vérification de l'effet P- Δ suivant X-X.....	113

Tableau 4.6: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y-Y.....	114
Tableau 4.7 : Vérification de l'excentricité.....	115
Tableau 5.1 : les recommandations du RPA.....	116
Tableau 5.2 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.....	117
Tableau 5.3: Vérification de la quantité d'armatures transversales.....	118
Tableau 5.4 : Détermination de la zone nodale.....	119
Tableau 5.5 : Vérification des contraintes tangentielles.....	119
Tableau 5.6 : Vérification des contraintes a ELS.....	120
Tableau 5.7 : les recommandations du RPA.....	121
Tableau 5.8 : Résultats de ferrailage des poutres à ELU.....	122
Tableau 5.9 : Vérification des contraintes à ELS.....	125
Tableau 5.10 : Les sollicitations obtenues par le ROBOT 2014.....	127
Tableau 6.1: Sollicitations à la base du radier.....	144
Tableau 6.2: Vérification de la stabilité du radier.....	136
Tableau 6.3: Chargements de la dalle du radier à ELU ; ELS respectivement.....	137
Tableau 6.4: Moments de la dalle du radier à ELU ; ELS respectivement.....	137
Tableau 6.5 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U.....	139
Tableau 6.6: Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage de débord à l'E.L U.....	141
Tableau 6.7 : Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de poutrelle.....	145

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale :

Construire a toujours été une des préoccupations majeures de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut se ranger parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il a dû, au cours des dernières décennies, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout des nouvelles techniques de construction qui permettent une fiabilité maximale des structures face aux aléas naturels tels que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à :

- Rester apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Ne pas être endommagée par des événements tels que : explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Résister – pour des degrés de fiabilité – à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation, et avoir une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, il est nécessaire de choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôle adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (en Algérie, on se réfère au RPA99/version 2003).

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implanté dans une zone de faible sismicité, avec un rez-de-chaussée et 9 étages à Biskra, qui n'est pas encore réalisé.

CHAPITRE I :

*Présentation de l'ouvrage et caractéristiques
mécaniques des matériaux*

Sommaire

- 1.1. Introduction**
- 1.2. Présentation de l'ouvrage**
- 1.3. Caractéristiques géométriques**
- 1.4. Données du site**
- 1.5. Règlements utilisés et normes de conception**
- 1.6. Les éléments de l'ouvrage**
- 1.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux**
- 1.8. Conclusion**

1.1. Introduction :

Le génie civil constitue une branche de l'ingénierie qui embrasse la conception, la construction et la gestion d'immeubles résidentiels et commerciaux, ainsi que des structures, des installations d'approvisionnement en eau et des systèmes de transport de biens et de personnes. L'objectif est d'améliorer la qualité de vie en respectant les réglementations gouvernementales et les lois en vigueur, notamment en Algérie dans notre cas. Ces projets doivent répondre aux exigences en matière de sécurité, de coût et de fonctionnement, en visant une durabilité optimale avec un minimum de réparations et d'entretien sur une période estimée de 50 à 100 ans pour un bâtiment à usage d'habitation.

1.2. Présentation de l'ouvrage :

Notre projet consiste à l'étude d'un bâtiment (R+9) à usage d'habitation. Cet ouvrage sera implanté à Biskra qui est classée selon le RPA99/Version 2003 comme zone de faible sismicité (I). Cet ouvrage est composé de :

- Un RDC et neuf (09) étages sont tous à usage d'habitation.
- La circulation en élévation est assurée par un escalier et un ascenseur.
- Une terrasse inaccessible.
- La structure de l'ouvrage présente une combinaison de portiques et de voiles, renforcée par un système de contreventement mixte.

Les vues en plan des étages, la façade ainsi que les coupes de l'ouvrage sont représentées sur les figures suivantes :

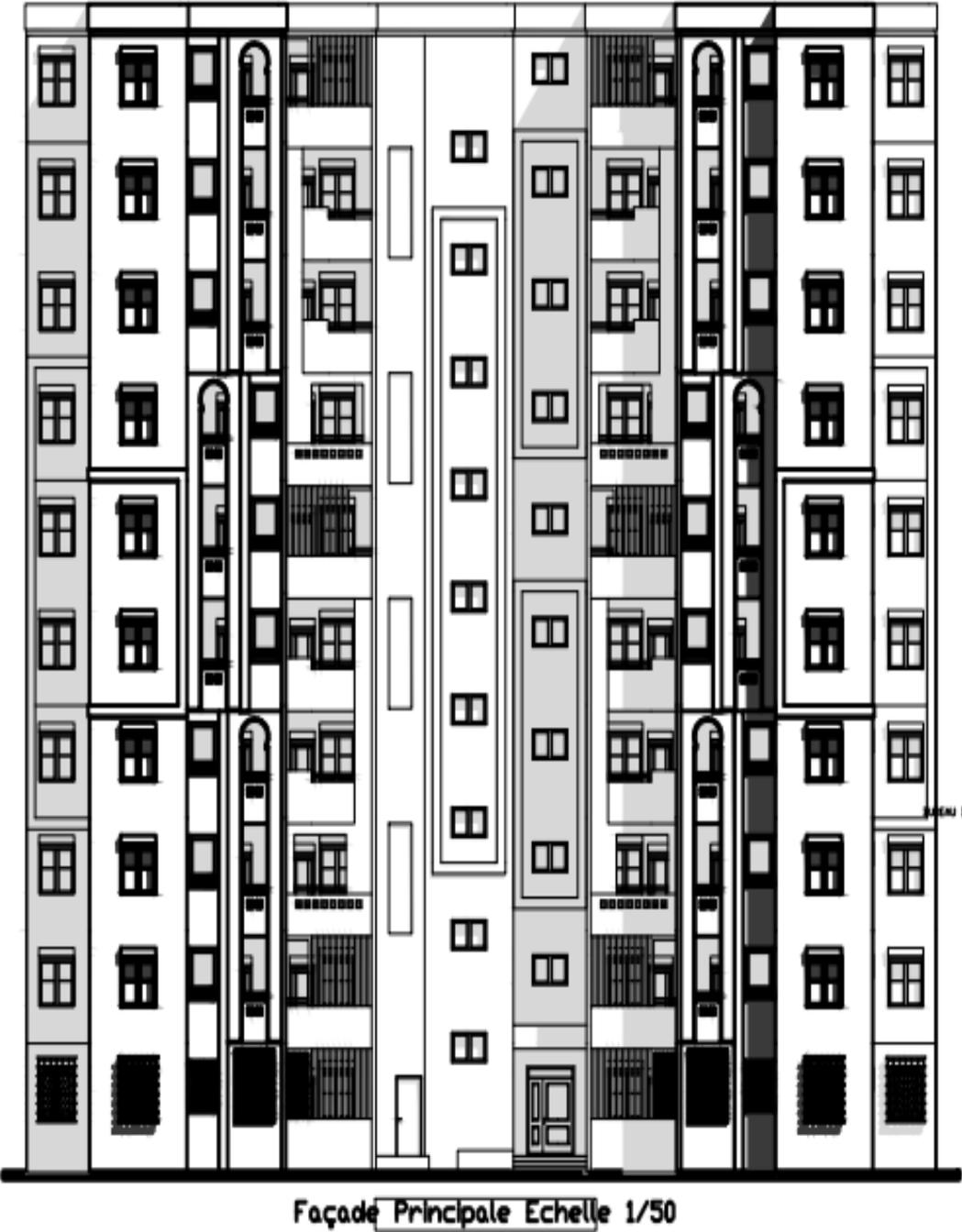


Figure 1.1 : Vue de la façade principale du bâtiment (échelle 1/50)

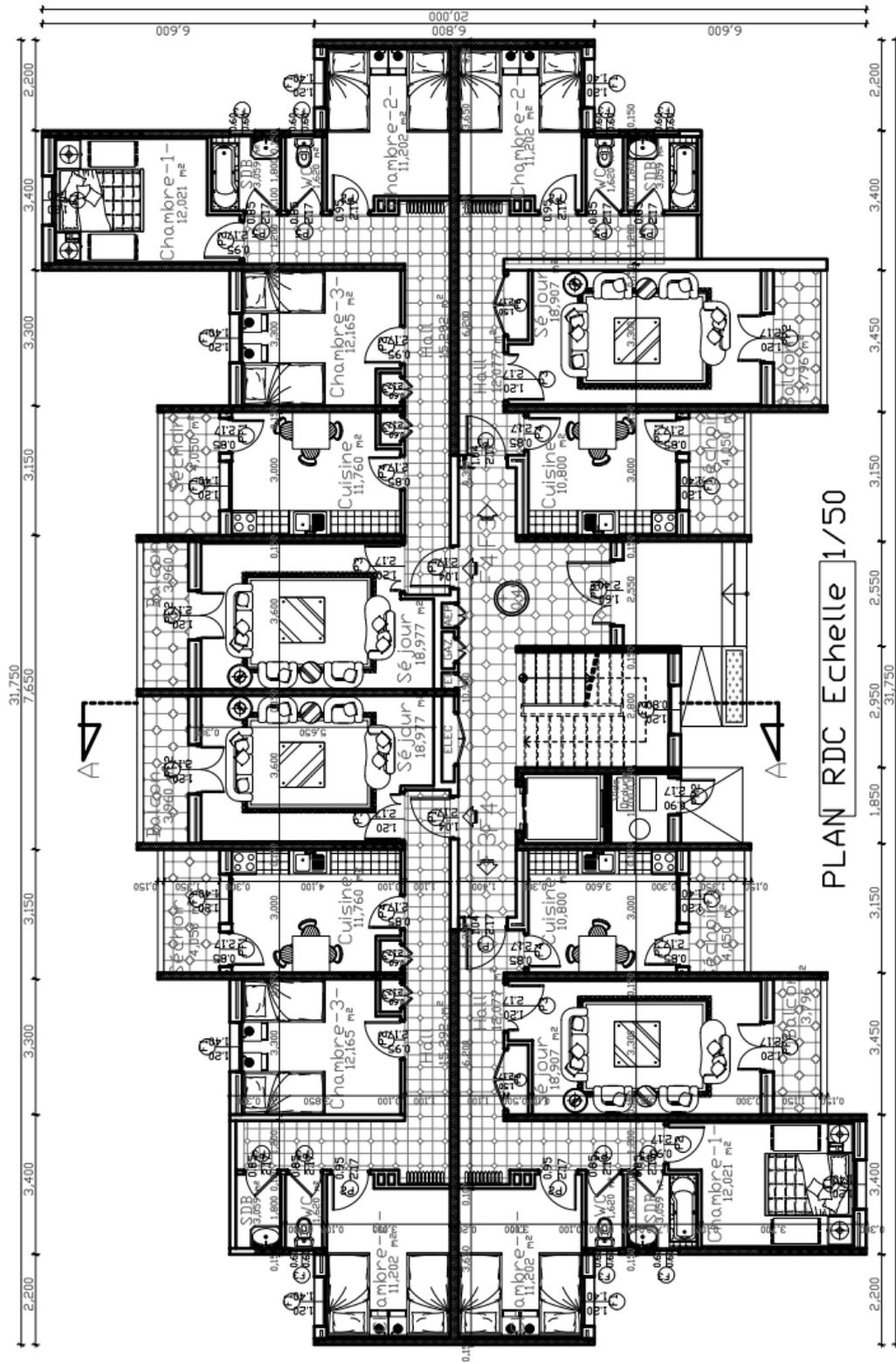


Figure 1.2 : Vue en plan RDC (échelle 1/50)

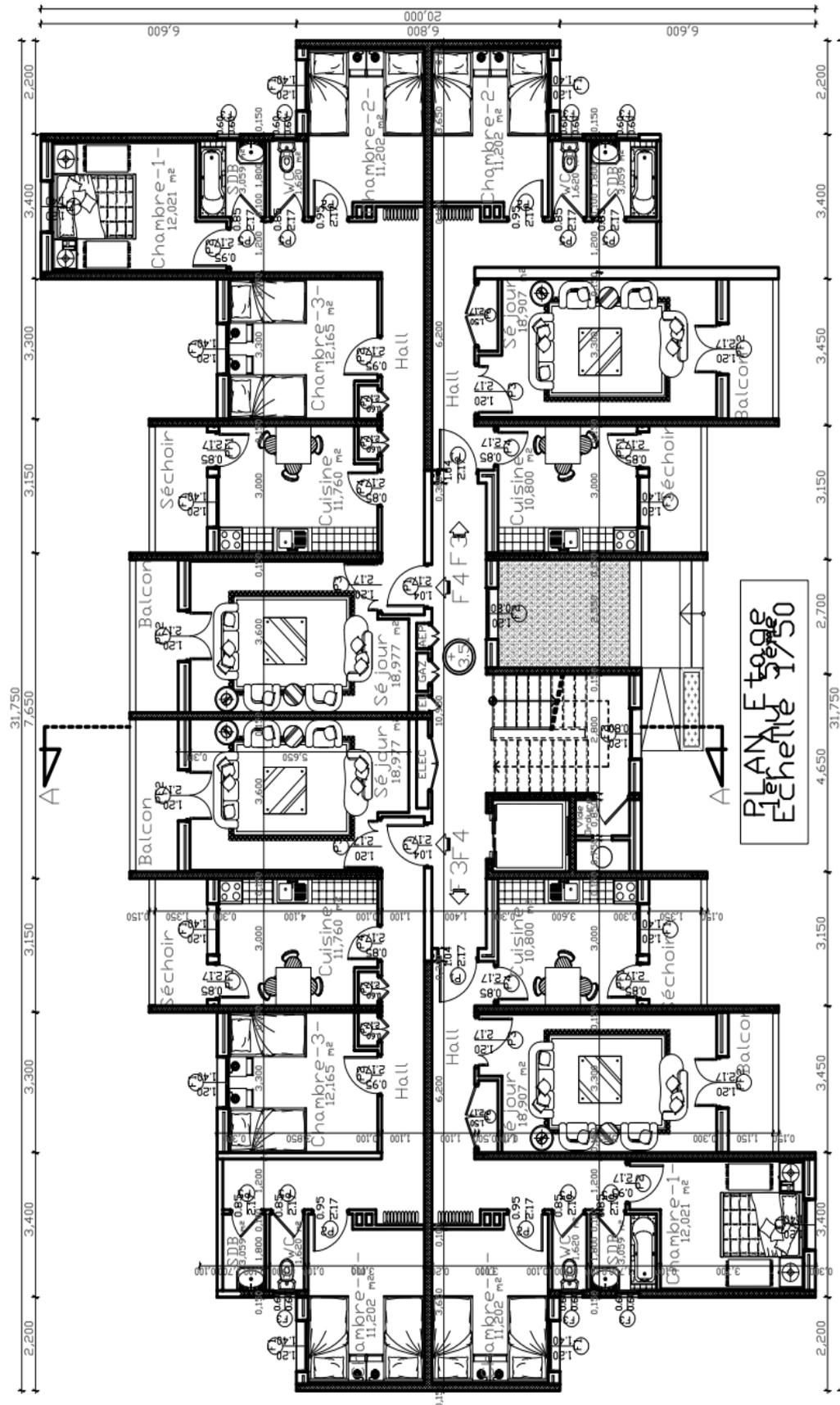


Figure 1.3 : Vue en plan Etage 1^{er} au 5^{ème} (échelle 1/50)

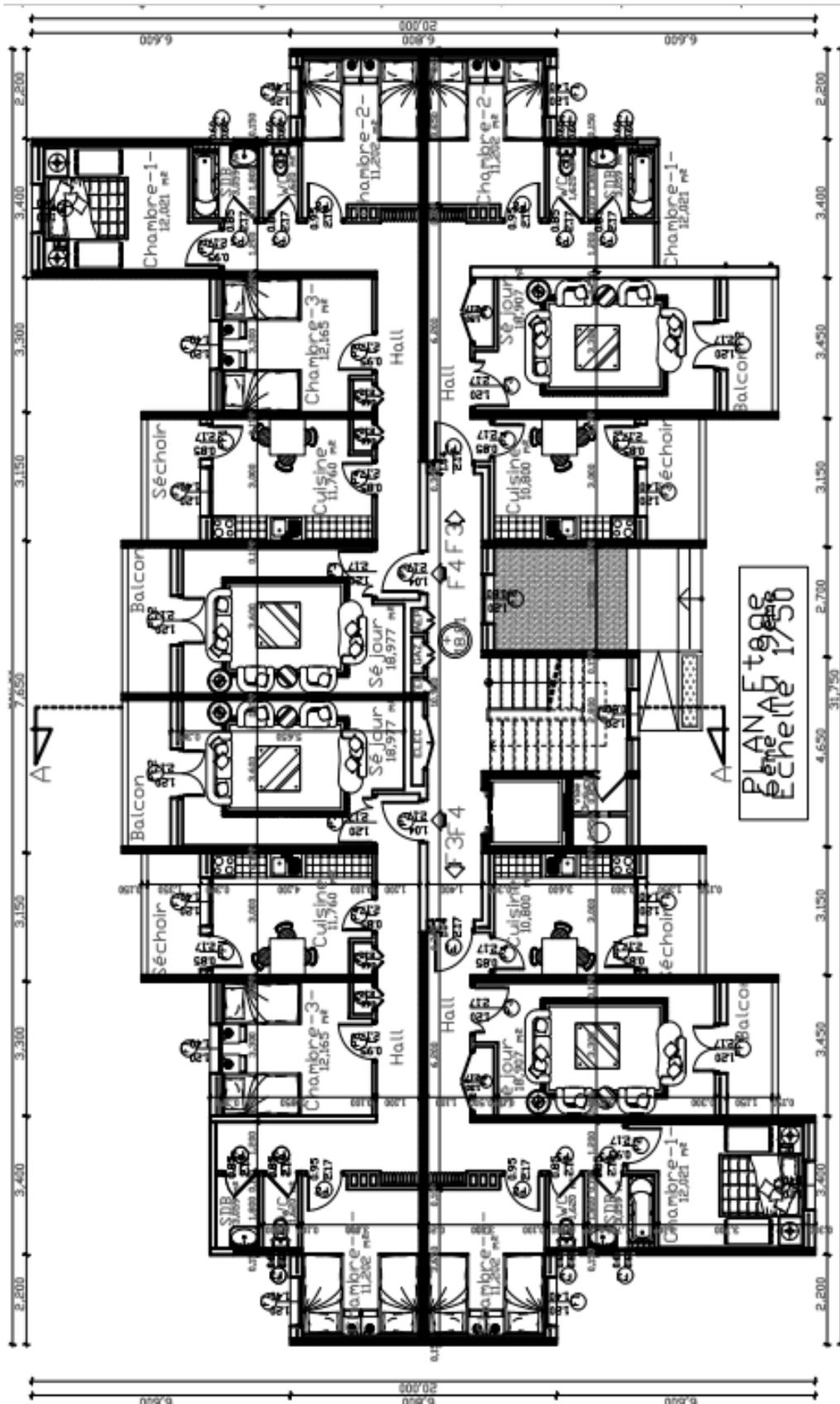


Figure 1.4 : Vue en plan Etage 6^{ème} au 9^{ème} (échelle 1/50)

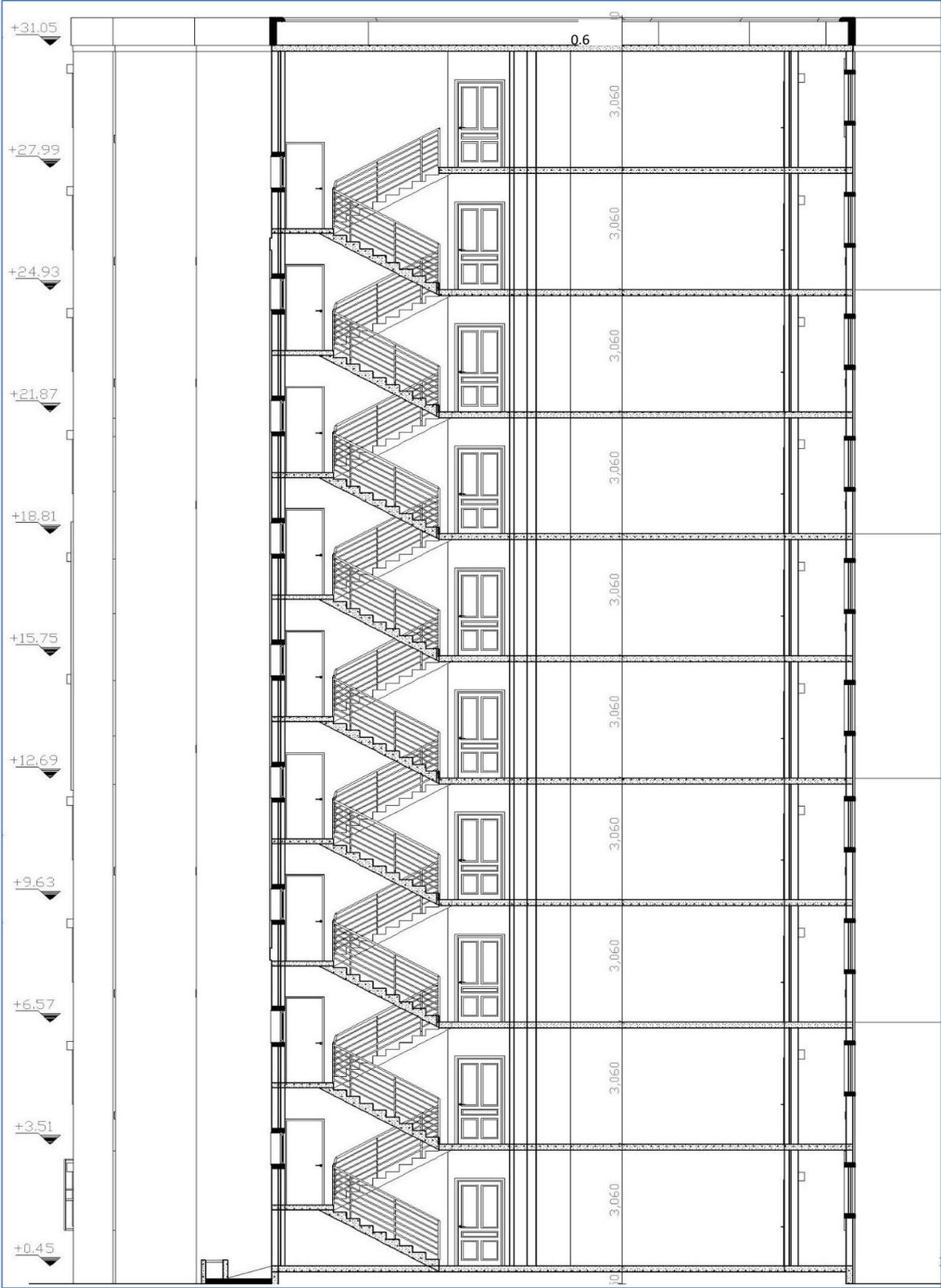


Figure 1.5 : la coupe I.I (échelle 1/50)

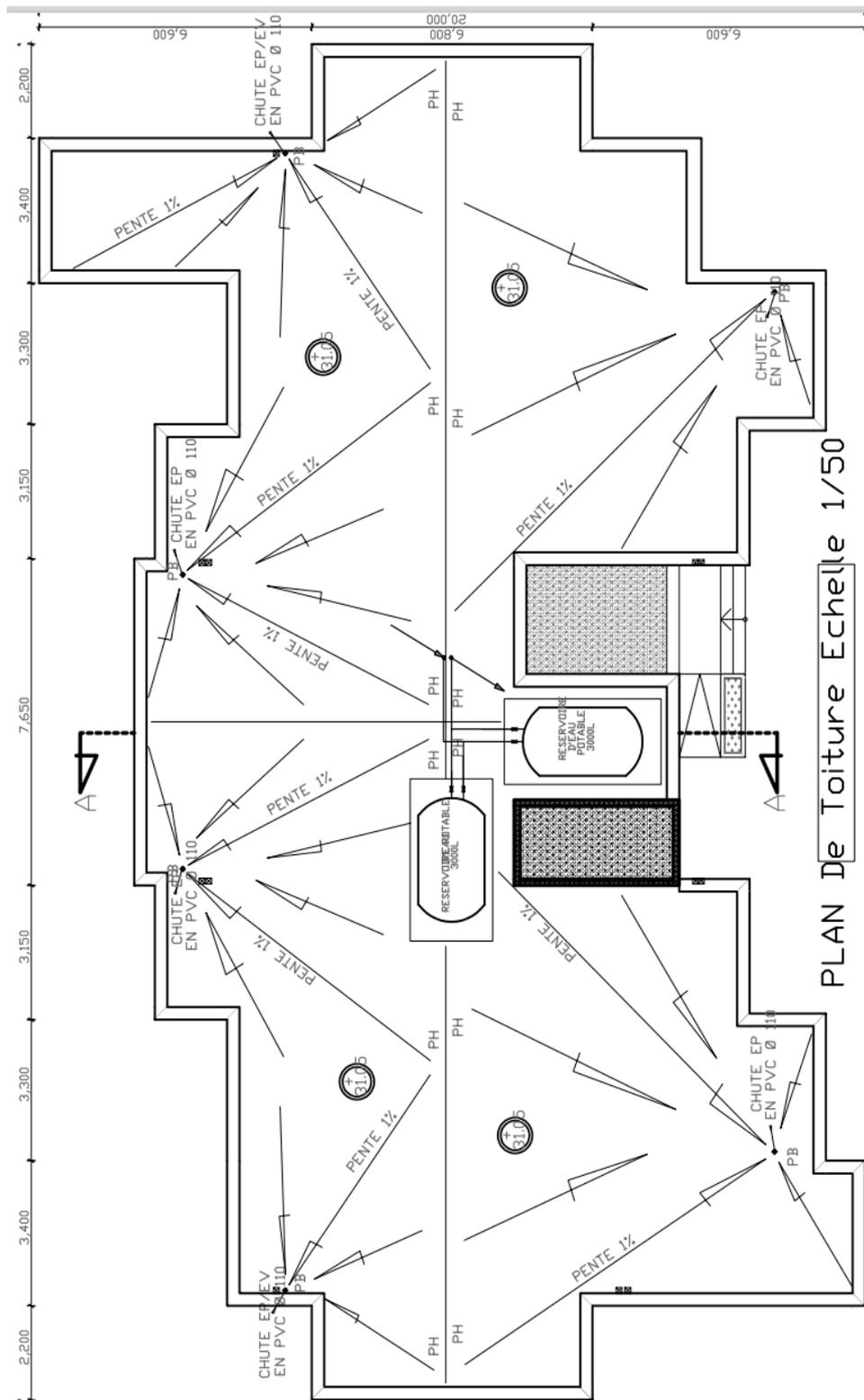


Figure 1.6 : plan de toiture (échelle 1/50)

1.3. Caractéristiques géométriques

1.3.1. En plan

Largeur en plan	20.00 m
Longueur en plan	31.75 m

1.3.2. En élévation

Hauteur du RDC	3.06 m
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur acrotère	0.6m
Hauteur totale (avec acrotère)	31.65m

1.4. Données du site

- ✓ Implantation à BISKRA
- ✓ La zone I
- ✓ Le groupe d'usage 2
- ✓ Le site est 03 (sol meuble)
- ✓ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{SOL} = 1.50 \text{ bars}$

1.5. Règlements utilisés et normes de conception :

La conception d'un bâtiment est encadrée par plusieurs règlements et normes. Voici une liste des règlements et normes clés qui sont utilisés dans le domaine du génie civil en Algérie :

- ✓ RPA 99 (version 2003) : Les Règles Parasismiques Algériennes, qui définissent les normes pour la conception parasismique des structures en Algérie, garantissant leur résistance aux séismes.
- ✓ CBA 93 : Le Code de Béton Armé Algérien, qui spécifie les exigences pour la conception et la construction en béton armé, couvrant les différentes phases du projet, de la planification à la réalisation.
- ✓ BAEL 91 modifiée 99 : Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites, offrant des directives précises pour la conception structurale.
- ✓ DTR BC2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges) : Ce document technique réglementaire fournit des directives concernant les charges et surcharges à prendre en compte lors de la conception et de la construction, garantissant ainsi la sécurité et la durabilité des ouvrages.

L'utilisation de ces règlements et normes assure la conformité du projet aux exigences nationales en matière de sécurité, de qualité, et de durabilité dans le secteur du bâtiment en Algérie

1.6. Les éléments de l'ouvrage :

• Ossature et contreventement

Ce sont des éléments de l'ouvrage qui assurent sa stabilité. La partie située au-dessus du sol est la superstructure, la partie entrée dans le sol est l'infrastructure. D'après [L'article 3.4.A.1.b du RPA99 / version 2003] pour les structures en béton armé, on ne peut pas adopter une ossature constituée uniquement de portiques en (zone I) si la hauteur totale du bâtiment dépasse 20.00 m ou 6 niveaux, donc notre ossature doit contenir des voiles pour la reprise des forces horizontales qui sollicitent le bâtiment.

D'où : Notre bâtiment sera constitué de portiques et de voiles en béton armé.

• Plancher

Est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer les niveaux successifs du bâtiment, il assure deux fonctions :

- Fonction d'isolation : il assure l'isolation thermique et acoustique entre les différents étages.
- Fonction de résistance mécanique : il supporte son poids propre et les surcharges d'exploitations et les transmettent aux éléments porteurs de la structure.

On distingue :

Plancher en corps creux : Constitués de corps creux et d'une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées, utilisé pour des raisons techniques et économiques.

Dalle pleine en béton armée : Est un plancher plus lourd et résistant comparé au corps creux, généralement utilisé dans la salle machine (cage d'ascenseur) mais aussi dans les balcons et paliers d'escaliers.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux pour les raisons suivantes :

- Les portées des poutres ne sont pas importantes.
- La facilité de réalisation.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

• La maçonnerie

Il existe deux types de murs dans la structure :

Les murs extérieurs : sont réalisés en double cloisons de briques creuses de (10 +15) cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

• Revêtements Ils seront en :

Plâtre : pour les cloisons intérieures et les plafonds.

Mortier de ciments : pour les façades extérieures.

Carrelage : pour les planchers et les escaliers.

Céramiques : pour les murs de cuisines et les salles d'eau.

• **L'acrotère**

Est un élément coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse réaliser en béton armé de 0.6m de hauteur. Il possède des passages pour l'évacuation des eaux de pluie.

• **L'escalier**

Est un ouvrage constitué d'une suite de degrés Horizontaux (marches et paliers) Qui est destinée à assurer l'accès aux différents étages. Notre structure sera munie d'escalier en béton armé.

• **L'ascenseur**

Notre bâtiment comporte un ascenseur, il permet un déplacement plus rapide entre les étages, la cage d'ascenseur est réalisé en voile coulé sur place.

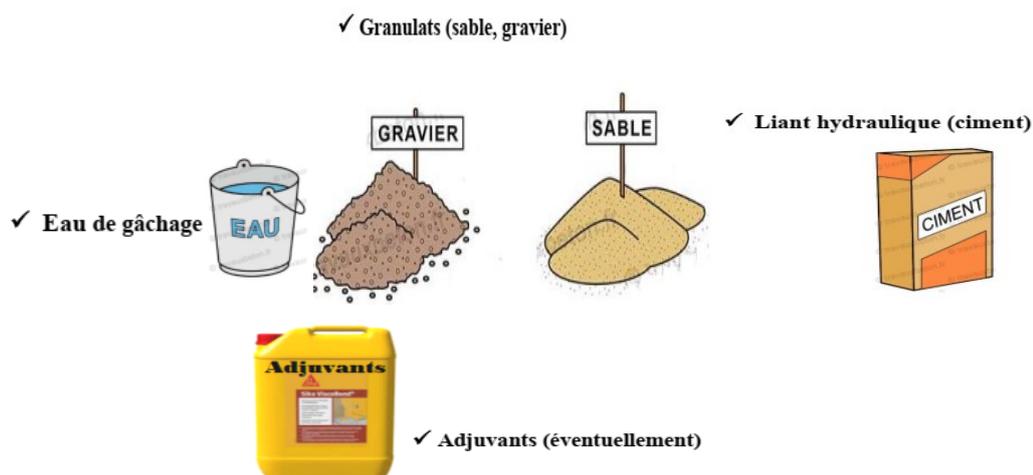
1.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les matériaux sont l'ensemble des matières et produits consommables mis en œuvre sur les chantiers de construction. Dans notre ouvrage, nous allons utiliser deux matériaux à savoir : le béton et l'acier qui doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99version 2003et CBA93).

1.7.1. Béton

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage et des adjuvants. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité de l'eau de gâchage, des adjuvants et l'âge du béton.

Pour l'établissement des projets dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 350 Kg/m³ de ciment portland (CPJ 325), destiné à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures.



1.7.1.1. Résistances mécaniques du béton :

✓ Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminée à base d'écrasement d'éprouvettes cylindriques normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur (16 x 32) cm² par compression axiale après 28 jours de durcissement. D'après *L'article A.2.4.1.1 du BAEL 91/revisé99] : Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge \leq à 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95j)} f_{c28} \rightarrow \text{pour } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Pour un béton d'âge $>$ 28 jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

D'après *L'article A.2.4.1.3 du BAEL 91/revisé99] : Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de 20 MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25 MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir 30 MPa dans toutes les régions à condition en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la compression du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux.

Pour l'étude de notre projet, on prend :

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

✓ **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance du béton à la traction est faible (de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression), et il est particulièrement difficile d'obtenir expérimentalement la résistance à la traction du béton.

D'après [L'article A.2.4.1.3 du BAEL 91/révisé99] : La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \rightarrow \quad \text{si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0.275 f_{cj}^{2/3} \quad \rightarrow \quad \text{si } f_{cj} > 60 \text{ MPa}$$

Mais pour l'étude : c'est à 28 jours c.à.d. (j = 28 jours)

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \rightarrow \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.275 f_{c28}^{2/3} \quad \rightarrow \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas :

À 28 jours, on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ qui est $< 60 \text{ MPa}$

D'où : $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25$

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

✓ **Les modules de déformation longitudinale :**

Les modules de déformation longitudinale du béton sont des propriétés mécaniques qui mesurent comment le béton réagit à la déformation dans sa direction principale. Ils sont essentiels pour concevoir des structures en béton. Les principaux modules comprennent :

⇒ **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 h, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPa (Art. A.2.1,21/ BAEL91 modifiés 99).}$$

⇒ **Le module de déformation différée du béton**

Lorsque l'on prend en compte un chargement d'une longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée du béton (E_{vj}) est calculé à l'aide de la formule suivante :

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

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$:

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa.} \\ E_{v28} = 10818,87 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

⇒ **Module de déformation transversale du béton** : D'après la règle (Art A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec : E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.} \\ \nu = 0,2 \text{ pour le calcul des déformations à l'ELS.} \end{array} \right.$$

⇒ **Coefficient de Poisson (ν)** :

Il mesure la déformation latérale du béton sous contrainte longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta a/a}{\Delta L/L}$$

Avec : $\Delta a/a$: déformation relative transversale

$\Delta L/L$: déformation relative longitudinale

E.L.U : $\nu = 0$ calcul des sollicitations.

E.L.S : $\nu = 0,2$ calcul des déformations

✓ **Les contraintes limites du béton** :

Les états limites : On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

Etat limite ultime (ELU) :

C'est la valeur max de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un des Etats suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non-renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non-rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non-flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par La formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \text{ En MPa (Art A.4 .3, 41/ BAEL 91 modifié99)}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{pour situation courante} \\ \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{pour situation accidentelle} \end{array} \right.$$

θ : Coefficient de durée d'application de l'action considérée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \rightarrow \text{si la durée d'application est } t > 24 \text{ h.} \\ \theta = 0,9 \rightarrow \text{si la durée d'application est entre } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.} \\ \theta = 0.85 \rightarrow \text{si la durée d'application est } t \leq 24 \text{ h.} \end{array} \right.$$

Pour $\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ MPa.

Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.58$, on aura $f_{bu} = 21.74$ MPa.

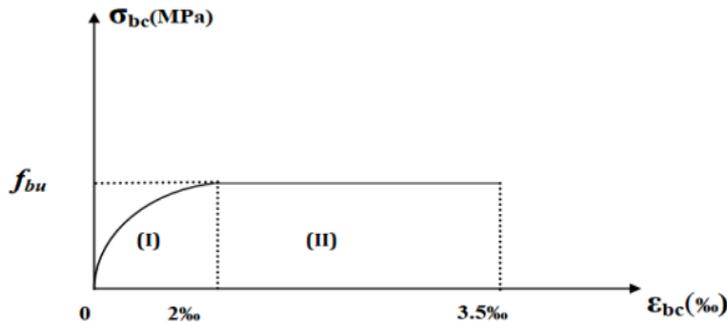


Figure 1.7 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique : la déformation relative est limitée à 2‰ (état élastique).
- D'une partie rectangle (état plastique)

Etat limite de service (ELS) :

L'état limite de service est l'état à la durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- Etat limite de déformation du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

$$\sigma_{bc} = 0.60 f_{cj} \text{ (Art 4.5, 2/ BAEL 91 modifié99)}$$

Pour $j=28$ jours : $\sigma_{bc} = 15$ MPa. Le béton est considéré comme élastique et linéaire.

La relation contrainte illustrée par la figure suivante :

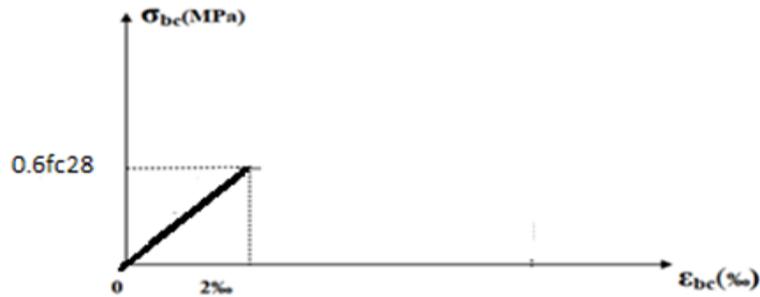


Figure 1.8 : Diagramme Contrainte- Déformation du Béton à l'ELS

• **Contrainte tangente conventionnelle (Art : A.5.1 BAEL 91) : « Contrainte limite de cisaillement »**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{Tu}{b_0 d}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} Tu : \text{Effort tranchant dans la section étudiée (L'ELU).} \\ b_0 : \text{largeur de la section cisailée.} \\ d : \text{hauteur utile } d=h-c \text{ (0,9 h position d'aciers tendus).} \end{array} \right.$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- ⇒ Cas de fissurations peu nuisibles : $\tau_u \leq \min \{0.15fc28/\gamma_b ; 4\text{MPa}\}$.
- ⇒ Cas de fissurations nuisibles : $\tau_u \leq \min \{0.2fc28/\gamma_b ; 5\text{MPa}\}$.
- ⇒ Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\tau_u \leq \min \{0.15fc28/\gamma_b ; 4\text{MPa}\}$

1.7.2. Acier :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction et présente, dans le cas de faibles élancements, une bonne résistance à la compression. Étant un matériau très ductile, l'acier peut subir de très importantes déformations avant sa rupture.

L'acier est un alliage fer - carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs (de 0,15 à 0,25 % de carbone).
- Aciers durs (de 0,25 à 0,40 % de carbone)

Les armatures du béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface : les ronds lisses (RL) et les armatures à haute adhérence (HA). Quand les armatures sont soudées entre elles sous forme de quadrillage, elles forment un panneau de treillis

soudés (TS). Pour le présent projet, deux types d'armatures seront utilisées, le tableau ci-dessous nous donne leurs principales caractéristiques

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la Rupture	Allongement relatif à la Rupture [%]	Coefficient de fissuration [η]	Coefficient de scellement [ψs]
Aciers en Barre	Haute	H A	400	480	14 ‰	1,6	1,5
	adhérence FeE400						
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520 (Φ<6)	T S	520	550	8 ‰	1,3	1

Tableau 1.1: Caractéristiques des aciers utilisés

Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200\,000$ MPa (article A.2.2-1 du BAEL 91)

Sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson des aciers est pris égal à : $\nu = 0,3$.

Contraintes limite : La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le BAEL91 (art.A.4.3.2)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σ_s : La contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

f_e : limite d'élasticité

γ_s : coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle} \end{array} \right.$

Diagramme contrainte déformation :

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation illustrée par la figure ci-dessous :

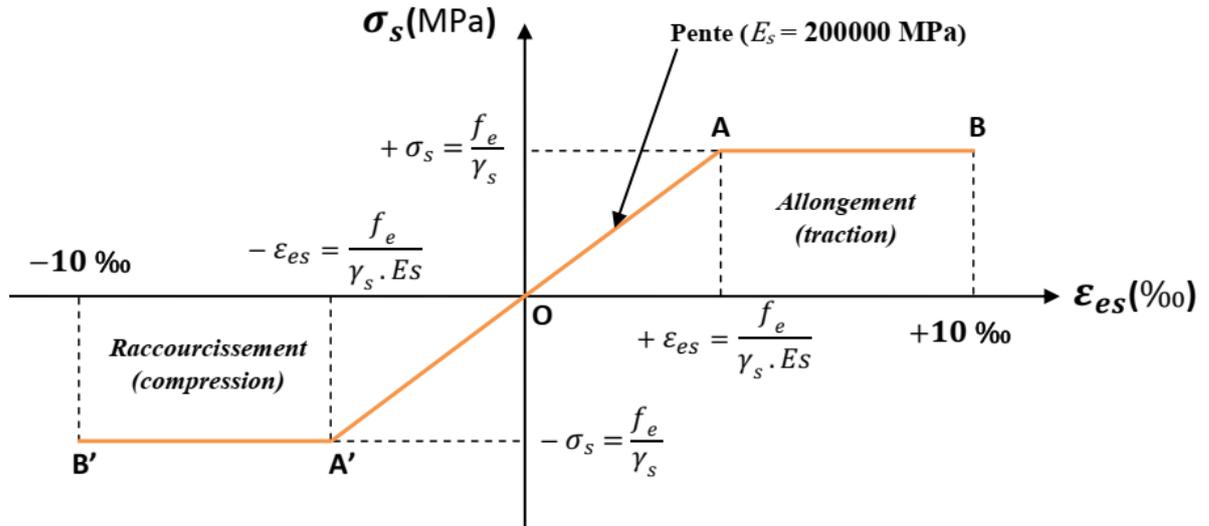


Figure 1.9 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à l'ELU.

Contrainte limite de service des aciers :

Afin de réduire le risque d'apparition de fissure et pour diminuer l'importance de leurs ouvertures dans le béton, on a été amené à limiter les contraintes des armatures tendues. D'après les règles BAEL 91 modifié 99, on distingue trois cas de fissurations :

- ✓ **Fissurations peu nuisible (peu préjudiciable) :** pas de limitation
- ✓ **Fissuration préjudiciable :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{nftj} \right)$
- ✓ **Fissuration très préjudiciable :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{nftj} \right)$

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

ftj : résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration.

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour les ronds lisses (RL).} \\ \eta = 1.65 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{array} \right.$$

Protection des armatures : (Art. A.7.2, 4 /BAEL91 modifié99)

Afin d'éviter les problèmes de corrosion des aciers, il convient de les enrober d'une épaisseur de béton suffisante. Cette épaisseur d'enrobage dépend des conditions d'exposition de l'ouvrage. On adoptera les prescriptions suivantes :

⇒ **c ≥ 5 cm**, pour les éléments exposés à la mer, aux brouillards, ainsi que ceux exposés aux atmosphères très agressives.

⇒ $c \geq 3 \text{ cm}$, pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

⇒ $c \geq 1 \text{ cm}$, pour les parois situées dans les locaux couverts et clos. Dans notre structure, on prend un enrobage $c=2 \text{ cm}$.

1.8. Conclusion

A ce niveau, nous avons défini tous les éléments de la structure qui contiennent notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux que nous allons utiliser lors de la construction, en respectant les règles du (BAEL91/ modifiées.99), et les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003). Nous passons maintenant au deuxième chapitre, qui concerne le prédimensionnement de ces éléments constitutifs de notre ouvrage.

CHAPITRE II :

*Prédimensionnement des éléments structuraux et
Descente des charges*

Sommaire :

2.1 Introduction

2.2 Pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage

2.2.1 Les poutres : (RPA99/V2003) & (BAEL91)

2.2.2 Les Poteaux

2.2.3 Les voiles

2.2.4 Pré dimensionnement des planchers

2.3 Détermination des charges et surcharges

2.4 Descentes de charges

2.4.1 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

2.4.2 Vérification de la section de poteau

2.5 Conclusion

2.1 Introduction :

Le pré dimensionnement est une étape nécessaire dans une étude d'un projet en béton armé, elle a pour but de déterminer les dimensions provisoires et approximatives des éléments de la structure (poteaux, poutres, dalles, voiles) pour estimer leur poids propre toute en respectant les règles générales en vigueur BAEL 91 et RPA99Version 2003.

2.2 Prédimensionnement des éléments de l'ouvrage :

2.2.1 Les poutres : (RPA99/V2003) & (BAEL91)

Les poutres sont des éléments barres en béton armé coulées sur place, elles servent souvent d'intermédiaire dans la transmission des charges et surcharges entre les planchers et les éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles).

Les poutres sont définies en fonction de leurs portées " L ", leur dimensionnement se fait comme suit :

La hauteur	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$
La largeur	$0.4h \leq b \leq 0.7h$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L_{max} : longueur entre axes de la plus grande travée dans le sens considéré

Ces dimensions doivent tenir compte aussi des conditions imposées par le règlement parasismique algérien :

D'après [L'article 7.5.1 du RPA99/Version2003] :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

➤ Les poutres principales :

- La hauteur

$\frac{600}{15} \leq h \leq \frac{600}{10}$	$40\text{cm} \leq h \leq 60\text{cm}$
---	---------------------------------------

On adoptera : →

$$h = 40 \text{ cm.}$$

- La largeur

$0.3h \leq b \leq 0.6h$	$12 \leq b \leq 24$
-------------------------	---------------------

On adoptera : →

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

➤ **Les poutres secondaires :**

- La hauteur

$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10}$	$37.33 \text{ cm} \leq h \leq 56 \text{ cm}$
---	--

On adoptera : →

$$h = 35 \text{ cm.}$$

- La largeur

$0.3h \leq b \leq 0.6h$	$10.5 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$
-------------------------	---

On adoptera : →

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

• **Vérification des exigences RPA99/Version2003 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter les conditions exigées par [L'article 7.5.1 du RPA99/Version2003] :

Type des poutres	Conditions			Vérfications
	$b \geq 20 \text{ cm}$	$h \geq 30 \text{ cm}$	$h/b \leq 4 \text{ cm}$	
Poutres principales	30	40	1.33	cv
Poutres secondaires	30	35	1.16	cv

Tableau 2.1 : Vérification des poutres aux conditions exigées par RPA99/Version2003

D'où : On adoptera les dimensions suivantes :

Poutres principales : (b x h) = (30x 40) cm²

Poutres secondaires : (b x h) = (30x 35) cm²

2.2.2 Les Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales et de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettre aux fondations.

Le prédimensionnement se fait à la compression centrée, selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1), en appliquant les critères des résistances et le critère de stabilité de forme et les

exigences du RPA99/2003. Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de Compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99. On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ⇒ **(50x50)** cm pour les poteaux des étages ((R.D.C), 1, 2, étage).
- ⇒ **(45x45)** cm pour les poteaux des étage (3,4, 5 étage).
- ⇒ **(40x40)** cm pour les poteaux des étage (6,7, 8 étage).
- ⇒ **(30x30)** cm pour les poteaux des étage (9, étage).

Vérification les règles RPA 2003 Article 7.4.1 :

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm (Zone I)} \Rightarrow 30 > 25$ condition verifier
- $\min (b, h) \geq h_e / 20 \Rightarrow 30 > 15.3$ condition verifier
- $1/4 \leq h/b \leq 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4$ condition verifier

Niveaux	Sections (cm ²)	Hauteur (m)	Poids (KN)
(R.D.C), 1, 2, étages	(50x50)	3.06	19.125
3,4, 5 étages	(45x45)	3.06	15,49125
6,7, 8 étages	(40x40)	3.06	12.24
9, étage	(30x30)	3.06	9,37125

Tableau 2.2 : Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

2.2.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

D'après [L'article 7.7.1 du RPA99/Version2003] :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition :

$$L \geq 4a$$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : la longueur du voile. a : l'épaisseur du voile.

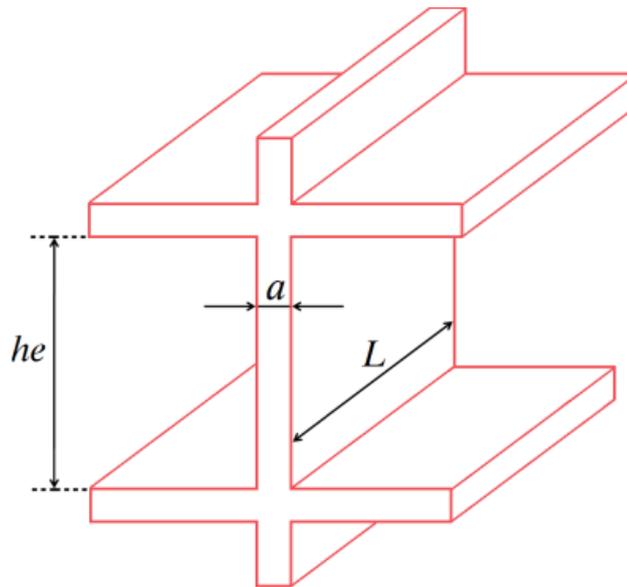


Figure 2.1 : Coupe de voile en élévation [L'article 7.7.1 du RPA99/Version2003]

L'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage " he " et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure 7.8 [L'article 7.7.1 du RPA99/Version2003] ci-dessous :

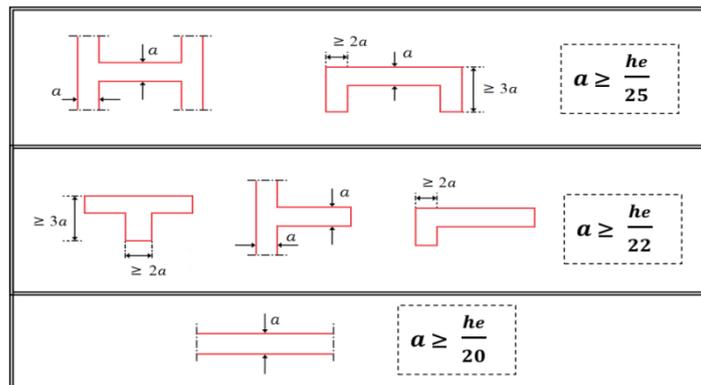


Figure 2.2 : Coupe de voile en plan [RPA99/Version2003]

D'où : $he = h - ep$ Avec : ep : hauteur de plancher

Dans notre cas :

$$\left. \begin{array}{l} h = 3,06 \text{ m} \\ ep = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} he = h - ep \\ he = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \end{array} \quad \mathbf{he = 286 \text{ cm}}$$

→ L'épaisseur des voiles est donnée par la formule suivante : $a \geq \frac{he}{20}$

D'où : $a \geq 286 / 20 = 14,3 \text{ cm}$

→ D'après **RPA99/Version2003** :

$$a_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$a \geq \max(14,3 ; 15 \text{ cm})$$

D'où :

→ On prend :

a = 18 cm

2.2.4 Pré dimensionnement des planchers :

- Plancher en corps creux :

Ce type de plancher est constitué de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, ces dernières sont disposées suivant le sens de la petite portée, le tout sera complété par une dalle de compression qui sera ferrillée par un treillis soudé.

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Diminution du poids totale de la structure.
- Bonne isolation thermique et phonique.

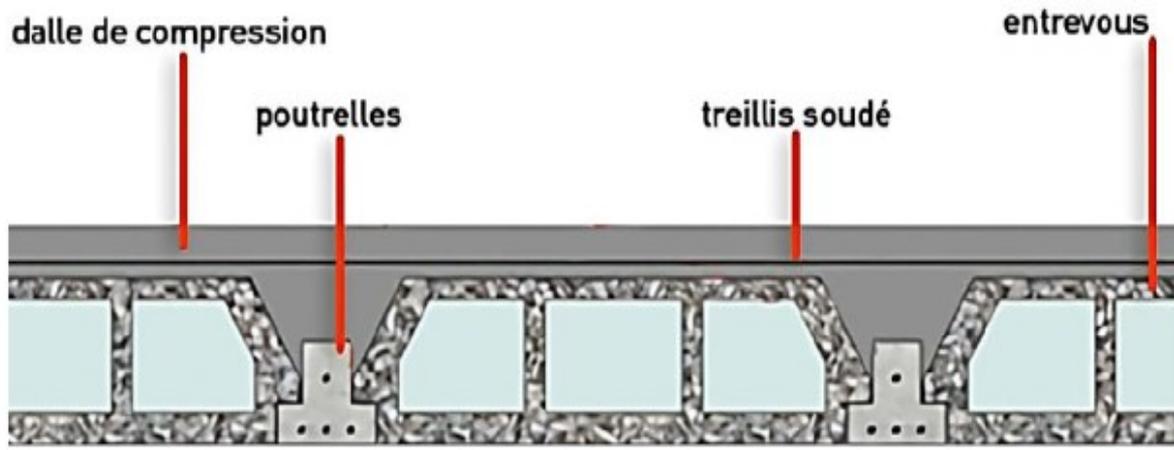


Figure 2.3 : Coupe verticale d'une dalle en corps creux

D'après [L'article B.6.8.4.2.4 du CBA 93] : Le dimensionnement du plancher en corps creux est

donné par la relation suivante : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec :

L_{max} : la distance maximale entre axes dans le sens des poutrelles.

$h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis (corps creux).

On a : $L_{max} = 385 \text{ cm} - 25 \text{ cm} = 360 \text{ cm}$ (Largeur du poteau, $\min(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone

I on prend $\min = 25 \text{ cm}$, d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99/version 2003).

Dans notre cas : $h_t \geq \frac{360}{22.5} = 16 \text{ cm}$

- ✓ On optera pour un plancher de $(16+4) = 20 \text{ cm}$ qui sera valable pour tous les étages courants.
- ✓ Epaisseur du corps creux est de 16 cm
- ✓ Epaisseur de la dalle de compression est de 4 cm

- **Planchers en dalle pleine**

Les dalles pleines sont des planchers minces en béton armé coulé sur place, dont l'épaisseur est moins importante par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis, ce type d'élément travaillé en flexion. Leur épaisseur est déterminée selon les conditions suivantes :

- ✓ La résistance au feu
- ✓ La résistance à la flexion
- ✓ L'isolation acoustique

Conditions	e calculé	e adoptée
<i>Condition de sécurité contre l'incendie</i>	<p>Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes (selon l'ouvrage : ouvrage en béton armée H.RENAUD Pages 235)</p> <p>e = 7 cm : pour une heure de résistance au feu.</p> <p>e = 11 cm : pour deux heures de résistance au feu.</p> <p>e = 17,5 cm : pour quatre-heures de résistance au feu.</p> <p>On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, donc : $e \geq 11 \text{ cm}$</p>	<p>Pour satisfaire les trois conditions nous allons opter pour des dalles pleines de 16cm.</p>
<i>Résistance à la flexion</i>	<p>L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion</p> $e_p \geq L/10$ <p>Dans notre bâtiment la dalle est considérée comme une console encastrée.</p> <p>Avec L : largeur de la dalle plein.</p> <p>Pour L= 115 cm on aura $e_p \geq 11.5 \text{ cm}$</p> <p>On prend : e= 15cm</p>	

Condition d'isolation acoustique	<p>Selon les règles techniques « CBA 93 » en vigueur, l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.</p> <p>Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale de 350kg/m².</p> <p>D'où l'épaisseur minimal de la dalle est définie par :</p> <p>M : la masse de plancher M= 350kg/m²</p> <p>V : volume du plancher</p> <p>ρ : la masse volumique de béton =2500kg/m³</p> <p>$e \geq 350/2500 = 0.14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$</p> <p>On prend : e= 16 cm</p>	
----------------------------------	---	--

Tableau 3.3 : Dimensionnement des dalles pleines.

2.3 Détermination des charges et surcharges :

✓ **Plancher terrasse inaccessible**

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1. protection gravillon	0.05	20	1.00	
2. étanchéité multicouches	0.02	6	0.12	
3. forme de pente	0.07	22	1.54	
4. isolation thermique	0.04	4	0.16	
5. dalle en corps creux	0.16+0.04		2.8	
6. enduit plâtre	0.02	10	0.20	
La charge permanente : G (KN/m ²)=			5.82	
La charge d'exploitation : Q (KN/m ²)=			1	

Tableau 2.4 : Charges et surcharges sur le plancher terrasse inaccessible (DTR B.C.2-2)

✓ **Plancher étages courants :**

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1. Revêtement carrelage	0.02	22	0.44	
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40	
3. Couche de sable	0.02	18	0.36	
4. Plancher en corps creux (16+4)	0.20		2.80	
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.2	
6. Cloisons intérieurs	0.10	9	1	
La charge permanente : G (KN/m ²)=			5.2	
La charge d'exploitation : Q (KN/m ²)=			1.5	

Tableau 2.5 Charges et surcharges sur le plancher étage courant (DTR B.C.2-2)

✓ **Plancher en dalle pleine :**

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1. Revêtement carrelage	0.02	22	0.44	
2. Mortier de pose	0.02	20	0.40	
3. lit de sable	0.03	18	0.54	
4. dalle pleine	0.16	25	4.00	
5. Enduit ciment	0.02	18	0.36	
La charge permanente : G (KN/m ²)=			5.74	
La charge d'exploitation (balcon) : Q (KN/m ²)=			3.50	

Tableau 2.6 Charges et surcharges sur le plancher en dalle pleine (DTR B.C.2-2)

✓ **Maçonneries**

- **Murs extérieurs :** En double cloison (avec briques creuses)

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1. mortier de ciment	0.02	18	0.36	
2. Brique creuse	0.10	9	0.90	
3. Lambe d'air	0.05	/	/	
4. Brique creuse	0.10	9	0.90	
5. Enduit plâtre sur la face intérieure	0.02	10	0.20	
La charge permanente : G (KN/m ²)=			2.36	

Tableau 2.7 : Valeur de la charge de la maçonnerie (mur extérieur) (DTR B.C.2-2)

- **Mur intérieur :**

Ils sont constitués de briques creuses de 10cm et un enduit plâtre des deux faces

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Schéma
1. Enduit plâtre	0.02	10	0.20	
2. Brique creuse	0.10	9	0.90	
3. Enduit plâtre	0.02	10	0.20	
La charge permanente : G (KN/m ²)=			1.3	

Tableau 2.8 : Charges revenant aux murs intérieurs (DTR B.C.2-2)

- **Les voiles**

Matériaux	Epaisseur (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1. voile en béton armé	0.2	25	5
2. enduit de plâtre	0.02	10	0.20
3. Enduit de ciment	0.03	18	0.54
La charge permanente : G (KN/m ²)=			5.74

Tableau 2.9: Valeur de la charge de voile

2.4 Descentes de charges

La descente de charge est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, dont l'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure. Le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut vers le niveau le plus bas (fondations).

2.4.1 Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

✓ La surface d'influence

C'est la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité. Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est E7

➤ La surface afférente pour la charge permanente

$$SG(\text{étage}) = (1.925 \times 3.00) + (1.925 \times 3.00) + (1.925 \times 3.00) + (1.925 \times 3.00) = 23.1 \text{m}^2$$

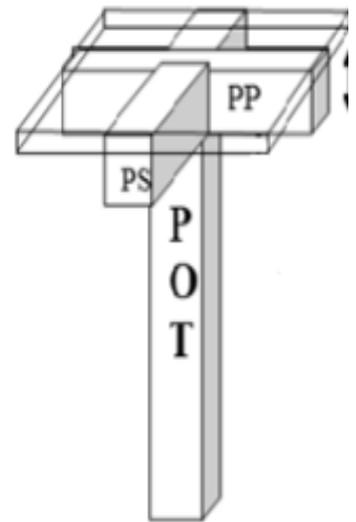
➤ La surface afférente pour la charge d'exploitation

$$SQ(\text{terrasse}) = (1.925 + 3.00 + 0.30) \times (1.925 + 3.00 + 0.30) = 27.82 \text{m}^2$$

$$SQ(\text{rdc+1 et 2ème étage}) = 27.82 - (0.50 \times 0.50) = 27.57 \text{m}^2$$

$$SQ(3 ; 4 \text{ et } 5 \text{ème étage}) = 27.82 - (0.45 \times 0.45) = 27.61 \text{m}^2$$

$$SQ(6 ; 7 \text{ et } 8 \text{ème étage}) = 27.82 - (0.40 \times 0.40) = 27.66 \text{m}^2$$



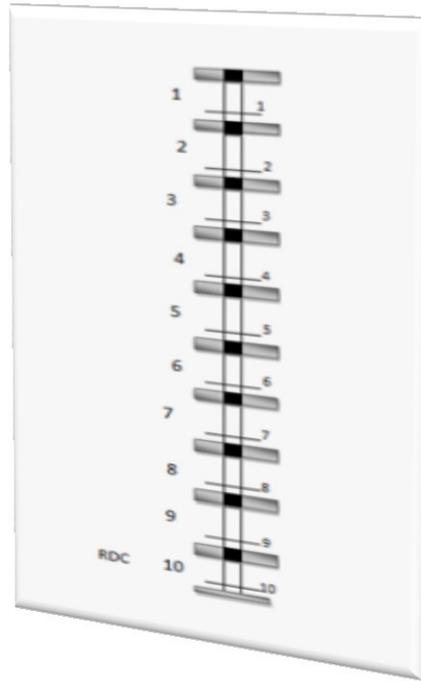
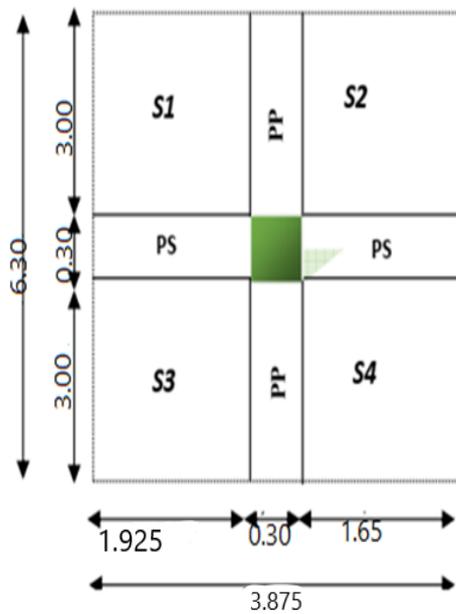


Figure 2.4: Surface d'influence sur le poteau. **Figure 2.5 :** Désignations des niveaux du poteau

Section brute	24.10
Section nette	19.32

✓ **Poids propre des éléments :**

• Poids des planchers :

Plancher terrasse	15875 (KN)
Plancher étage courant	15875 (KN)

• Poids des poutres :

Poutres principales	12 (KN)
Poutres secondaires	10.04 (KN)

• Poids des poteaux (Tableau 2.2)

Niveaux	Poids (KN)
(R.D.C), 1, 2, étages	19.125
3,4, 5 étages	15,49125
6,7, 8 étages	12.24
9, étage	9,37125

✓ Loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage :

D'après D.T.R.BC.2.2 (ART 6.3), les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse Q_0
- Pour le dernier étage Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages Inférieurs suivants).

niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
1-1	Plancher Terrasse : 5.82×23.1 Poutre s : (0.30×0.35×3.825) ×25 Poutre p : (0.30 × 0.40×4.00) ×25 Poteau :(0.30×0.30×3.06) × 25	134.442 10.04 12 9.37 =165.852	(27.82×1) =27.82
2-2	-Venant 1-1 : Plancher E.C :5.2 ×23.1 Poutre s :(0.30×0.35×3.825) ×25 Poutre p :(0.30 × 0.40×4.00) ×25 Poteau : (0.40×0.40×3.06) × 25	165.852 120.12 10.04 12 12.24 =320.252	27.82+(27.66×1.50) =69.31
3-3	-Venant 2-2 : Plancher E.C :5.2 ×23.1 Poutre s :(0.30×0.35×3.825) ×25 Poutre p :(0.30 × 0.40×4.00) ×25 Poteau : (0.40×0.40×3.06) × 25	320.252 120.12 10.04 12 12.24 =474.652	69.31+(0.9×27.66×1.50) =106.651
4-4	-Venant 3-3 : Plancher E.C :5.2 ×23.1 Poutre s :(0.30×0.35×3.825) ×25 Poutre p :(0.30 × 0.40×4.00) ×25 Poteau : (0.40×0.40×3.06) × 25	474.652 120.12 10.04 12 12.24 =629.052	106.651+(0.8×27.66×1.50) =139.843

5-5	-Venant 4-4 : Plancher E.C :5.2×23.1 Poutre s :(0.30×0.35×3.825) ×25 Poutre p :(0.30 × 0.40×4.00) ×25 Poteau : (0.45×0.45×3.06) × 25	629.052 120.12 10.04 12 15.49 =786.702	139.843+(0.7×27.61×1.50) =168.833
6-6	-Venant 5-5 : Plancher E.C :5.2×23.1 Poutre s :(0.30×0.35×3.825) ×25 Poutre p :(0.30 × 0.40×4.00) ×25 Poteau : (0.45×0.45×3.06) × 25	786.702 120.12 10.04 12 15.49 =944.352	168.833+(0.6×27.61×1.50) =193.682
7-7	-Venant 6-6 : Plancher E.C :5.2×23.1 Poutre s :(0.30×0.35×3.825) ×25 Poutre p :(0.30 × 0.40×4.00) ×25 Poteau : (0.45×0.45×3.06) × 25	944.352 120.12 10.04 12 15.49 =1102.002	193.682+(0.5×27.61×1.50) =251.389
8-8	-Venant 7-7 : Plancher E.C :5.2×23.1 Poutre s :(0.30×0.35×3.825) ×25 Poutre p :(0.30 × 0.40×4.00) ×25 Poteau : (0.50×0.50×3.06) × 25	1102.002 120.12 10.04 12 19.125 =1263.287	251.389+(0.5×27.57×2.50) =285.851

Tableau 2.10. Descente des charges sur Poteau

9-9	-Venant 8-8 :	1263.287	285.851+(0.5×27.57×2.50)
	Plancher E.C :5.2×23.1	120.12	=320.313
	Poutre s :(0.30×0.35×3.825) ×25	10.04	
	Poutre p :(0.30 × 0.40×4.00) ×25	12	
	Poteau : (0.50×0.50×3.06) × 25	19.125	
		=1424.572	
10-10	-Venant 9-9 :	1424.572	320.313+(0.5×27.57×2.50)
	Plancher E.C :5.2×23.1	120.12	=354.775
	Poutre s :(0.30×0.35×3.825) ×25	10.04	
	Poutre p :(0.30 × 0.40×4.00) ×25	12	
	Poteau : (0.50×0.50×3.06) × 25	19.125	
		=1585.857	
		$\Sigma =1585.857$	$\Sigma =354.775$

➤ **Nu=1.35G+1.5Q**

$$Nu=1.35 \times 1585.857 + 1.5 \times 354.775 = 2673.069 \text{KN}$$

➤ **Nser=G+Q**

$$Nser=1585.857 + 354.775 = 1940.632 \text{KN}$$

2.4.2 Vérification de la section de poteau :

L'effort normal agissant ultime Nu d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$Nu \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$Nu = 1,35G + 1,5Q$$

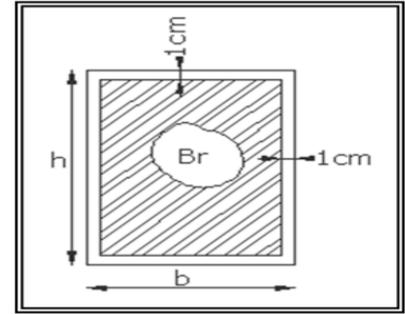
α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \quad ; \quad \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h}$$

$$L_f = 0.7L_0$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$



Pour $50 \leq \lambda \leq 70$

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) Situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation accidentel.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).
- **fc28** : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30$ MPa).
- **As** : Section d'acier comprimée.
- **Br** : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-2) (b-2)$] cm²

▪ **Poteau (50×50) : du niveau RDC et 1 et 2ème étage : Lo = 3.06 m**

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \cdot 3.06}{0.50} = 14.84$$

$$\lambda = 14.84 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$\alpha = 0.82$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \cdot 3.06}{0.50} = 14.84$$

$$\lambda = 14.84 < 50$$

$$\alpha = 0.82$$

pas de risque de flambement.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$Br = (h-2) \times (b-2) = (50-2) \times (50-2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.50$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL} , A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$\frac{0.2.b.h}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 500}{100} = 500 \text{ mm}^2$$

$$4 \times ((500 + 500) \times 2) = 8000 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max(500 \text{ mm}^2; 8000 \text{ mm}^2) = 8000 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.7 \% B \text{ (zone I)} = 0.07 \times 500 \times 500 = 1750 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA}) = 1750 \text{ mm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

Nu (N)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	Br (cm ²)	\bar{N} (N)	Condition
2673069	500	1750	1750	2304	5033288.34	Vérifiée

1) Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Br. : section réduite du poteau.

fc28 : résistance à la compression du béton.

$$Nd = N_{ser} = G + Q = 1940.632 \text{ KN}$$

$$v = \frac{1940.632 \times 10^3}{(500 \times 500) \times 25} = 0.26 < 0.3 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

- **Poteau (45×45) : du niveau 3 et 4 et 5ème étage : Lo = 3.06 m**

$$Nu = 1.35 \times 1102.002 + 1.5 \times 251.389 = 1864.786 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{0.7.3.06}{0.45} = 16.48$$

$$\lambda = 16.48 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{16.48}{35}\right)^2} = 0.81$$

$$\alpha = 0.81$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{0.7.3.06}{0.45} = 16.48$$

$$\lambda = 16.48 < 50$$

$$\alpha = 0.81$$

pas de risque de flambement.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$Br = (h-2) \times (b-2) = (45-2) \times (45-2) = 1849 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.50$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$\frac{0.2.b.h}{100} = \frac{0.2 \times 450 \times 450}{100} = 405 \text{ mm}^2$$

$$4 \times ((450 + 450) \times 2) = 7200 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max(405 \text{ mm}^2; 7200 \text{ mm}^2) = 7200 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.7 \% B \text{ (zone I)} = 0.07 \times 450 \times 450 = 1417.5 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA}) = 1417.5 \text{ mm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

Nu (N)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	Br (cm ²)	\bar{N} (N)	Condition
186478	7200	1417.5	1417.5	1849	432647.21	Vérifiée

2) Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Br. : section réduite du poteau.

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

$$Nd = N_{ser} = G + Q = 1102.002 + 251.389 = 1353.391 \text{ KN}$$

$$v = \frac{1353.391 \times 10^3}{(450 \times 450) \times 25} = 0.25 < 0.3 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

▪ **Poteau (40×40) : du niveau 6 et 7 et 8ème étage : $L_0 = 3.06 \text{ m}$**

$$Nu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 629.052 + 1,5 \times 139.843 = 1058.984 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \cdot 3.06}{0.40} = 18.55$$

$$\lambda = 18.55 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.55}{35} \right)^2} = 0.80$$

$$\alpha = 0.80$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \cdot 3.06}{0.40} = 18.55$$

$$\lambda = 18.55 < 50$$

$$\alpha = 0.80$$

Pas de risque de flambement.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$Br = (h-2) \times (b-2) = (40-2) \times (40-2) = 1444 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.50$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$\frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0.2 \times 400 \times 400}{100} = 320 \text{ mm}^2$$

$$4 \times ((40 + 40) \times 2) = 6400 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max(320 \text{ mm}^2; 6400 \text{ mm}^2) = 6400 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.7 \% B \text{ (zone I)} = 0.07 \times 400 \times 400 = 11200 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (A_{min}^{BAEL} ; A_{min}^{RPA}) = 11200 \text{ mm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

Nu (N)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	Br (cm ²)	\bar{N} (N)	Condition
105898	6400	11200	11200	1444	3373232	Vérifiée

3) Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Br. : section réduite du poteau.

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

$$Nd = N_{ser} = G + Q = 629.052 + 139.843 = 768.895 \text{ KN}$$

$$\nu = \frac{768.895 \times 10^3}{(400 \times 400) \times 25} = 0.20 < 0.3 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

▪ **Poteau (30×30) : du niveau 9ème étage : Lo = 3.06 m**

$$Nu = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 165.852 + 1,5 \times 27.82 = 265.630 \text{ KN}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \cdot 3.06}{0.35} = 21.20$$

$$\lambda = 21.20 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.20}{30} \right)^2} = 0.79$$

$$\alpha = 0.79$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \cdot 3.06}{0.40} = 21.20$$

$$\lambda = 21.20 < 50$$

$$\alpha = 0.79$$

pas de risque de flambement.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$Br = (h-2) \times (b-2) = (35-2) \times (35-2) = 1089 \text{ cm}^2.$$

$$\gamma_s = 1.15 ; \gamma_b = 1.50$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$\frac{0.2 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0.2 \times 300 \times 300}{100} = 245 \text{ mm}^2$$

$$4 \times ((300 + 300) \times 2) = 5600 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max(245\text{mm}^2; 5600\text{mm}^2) = 5600\text{mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.7 \% B \text{ (zone I)} = 0.07 \times 350 \times 350 = 8575\text{mm}^2$$

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = 5600\text{mm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

Nu (N)	A_{min}^{BAEL} (mm ²)	A_{min}^{RPA} (mm ²)	A (mm ²)	Br(cm ²)	\bar{N} (N)	Condition
265630	5600	8575	8575	1089	254744.08	Vérifiée

1.5 Vérification vis-à-vis du RPA 99 (ART 7.4.3.1 p 50) :

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

Br. : section réduite du poteau.

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

$$Nd = N_{ser} = G + Q = 165.852 + 27.82 = 193.672\text{KN}$$

$$v = \frac{193.672 \times 10^3}{(300 \times 300) \times 25} = 0.07 < 0.3 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Résumé

Poutres principales : (30 × 40)cm

Poutres secondaires : (30 × 35)cm

Épaisseur des voiles : 18 cm

Épaisseur des balcons en dalle pleine : 16 cm

Épaisseur plancher en corps creux : 16 + 4 = 20 cm

Sections adoptées pour les poteaux :

- ⇒ (50x50) cm pour les poteaux des étages ((R.D.C), 1, 2, étages).
- ⇒ (45x45) cm pour les poteaux des étage (3,4, 5 étages).
- ⇒ (40x40) cm pour les poteaux des étage (6,7, 8 étages).
- ⇒ (30x30) cm pour les poteaux des étage (9, étage).

Remarque

Les sections adoptées après le prédimensionnement des éléments ne sont pas définitives et peuvent être modifiées après l'étude dynamique.

2.5 Conclusion :

Le pré dimensionnement que nous avons effectué sur les éléments de l'ouvrage a pour but d'assurer la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en satisfaisant les règles de RPA et les différents critères. Le chapitre suivant fera l'objet d'étude des éléments secondaires de l'ouvrage.

CHAPITRE III

Calcul des éléments non structuraux

Sommaire

- 3.1 Introduction
- 3.2 L'acrotère
- 3.3 L'escalier
- 3.4 La poutre palière
- 3.5 Balcon
- 3.6 Le plancher en corps creux
- 3.7 La cage de l'ascenseur
- 3.8 Conclusion

3.1 Introduction

On procédera dans ce chapitre au calcul des éléments secondaires ou non structuraux constituant notre structure.

Les éléments secondaires sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ils sont soumis à des sollicitations négligeables devant les sollicitations sismiques. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL91 modifié 99 et RPA 99 modifié 2003**.

On peut énumérer l'ensemble de ces éléments comme suit :

- L'acrotère.
- L'escalier.
- La poutre palière.
- Le balcon en dalle pleine.
- Le plancher en corps creux.
- La dalle salle machine.

3.2 L'acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse par un relevé d'étanchéité en paralume, sert également à retenir la protection lourde sur l'étanchéité comme il peut servir de garde-corps lors des opérations d'entretien de la terrasse.

✓ Mode de travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "**Q**" horizontale due à la poussée de la main courante appliqué à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "**N**" appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "**G**".

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

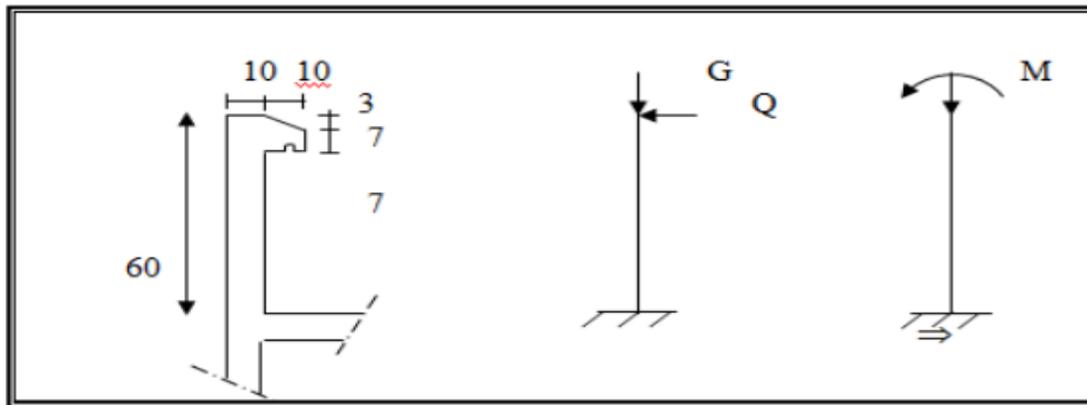


Figure 3.1 : Schémas statique de l'acrotère.

Surface de l'acrotère :

$$S_{\text{acrot}} = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge permanente :

$$G_1 = 0.0685 \times 25 \times 1 \text{ ml} = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 1 \times 0.6 \times 1.8 = 1.08 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_1 + G_2 = 1.7125 + 1.08 = 2.792 \text{ KN/ml}$$

G_1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G_2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

Surcharge

D'après DTR.BC.2.2 : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

D'après [L'article 6.2.3 du RPA99/Version2003] : Les forces horizontales de calcul (FP) agissantes sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_P = 4 \times A \times C_P \times W_P$$

Avec :

- F_P : Force horizontale pour les éléments non structuraux.
- A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0,08$ en zone **I**, groupe d'usage **2**).
- C_P : facteur de force horizontale pour un élément en console ($C_P = 0,8$).
- W_P : poids de l'acrotère ($W_P = G = 2.792 \text{ KN/ml} \times 1\text{m}$ pour une bande de 1m).

D'où : $F_P = 4 \times 0,08 \times 0,8 \times 2.792 = 0.714752 \text{ KN}$

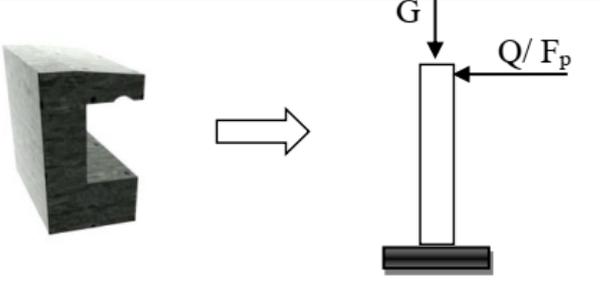
$Q = 1 \text{ KN/ml} \times 1\text{m}$ pour une bande de 1m

On remarque que l'action des forces horizontales (F_P) est inférieure à l'action de la main courante (Q) donc le ferrailage sera calculé sous l'action des forces (Q).

$F = \max(Q, F_P) \rightarrow F = Q = 1\text{KN/ml}$.

$G=2.792 \text{ KN/ml}$. $Q=1.00 \text{ KN/ml}$.

✓ **Sollicitations et combinaisons des charges :**

	Section	$S=0.0685 \text{ m}^2$
	Hauteur	$h=0,6\text{m}$
	$G \text{ (KN/ml)}$	2.792 KN/ml
	$Q \text{ (KN/ml)}$	$Q = 1\text{KN/ml}$
	$F_P \text{ (KN/ml)}$	$F_P=0.714752 \text{ KN/ml}$

	Charge	Effort normal N	Effort tranchant T	Moment fléchissant M
Sollicitations	G_{acr}	$N_G = G_{acr} \times 1\text{ml}$ $= 2,792 \text{ KN}$	$T_G = 0 \text{ KN}$	$M_G = 0 \text{ KN.m}$
	Q_{acr}	0 KN	$T_Q = Q_{acr} \times 1\text{ml} = 1\text{KN}$	$M_Q = Q_{acr} \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$
	F_P	0 KN	$T_F = 0.71 \text{ KN}$	$M_F = F_P \times h = 0.71 \times 0,6 = 0.426 \text{ KN.m}$

		Effort normal de compression dû au poids propre (G)	Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante	Moment de renversement M dû à l'effort horizontal
Combinaisons de charges	ELU	$NU = 1,35 \times G$ $= 1,35 \times 2,792$ $= 3,7692 \text{ KN/ml}$	$Tu = 1,50 \times Q$ $= 1,50 \times 1$ $= 1,50 \text{ KN/ml}$	$Mu = 1,50 \times MQ$ $= 1,50 \times 0,60$ $= 0,90 \text{ KN.m}$
	ELS	$N_s = N_G$ $= 2.792 \text{ KN}$	$T_s = T_Q = 1 \text{ KN}$	$M_s = M_Q = 0,60 \text{ KN.m}$

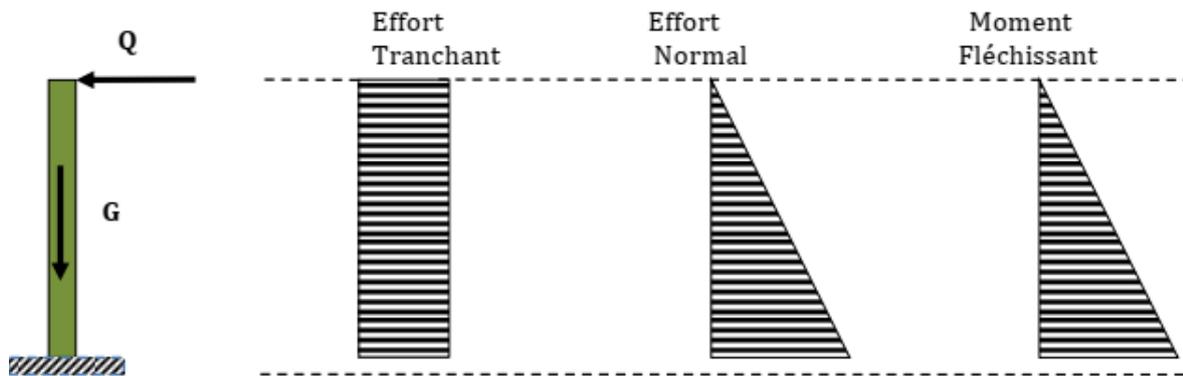


Figure 3.2 : Diagrammes des efforts internes.

✓ **Le Ferrailage :**

Le travail consiste en premier lieu à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal Nu et un moment de flexion Mu. En seconde partie, une vérification de la section à l'ELS.

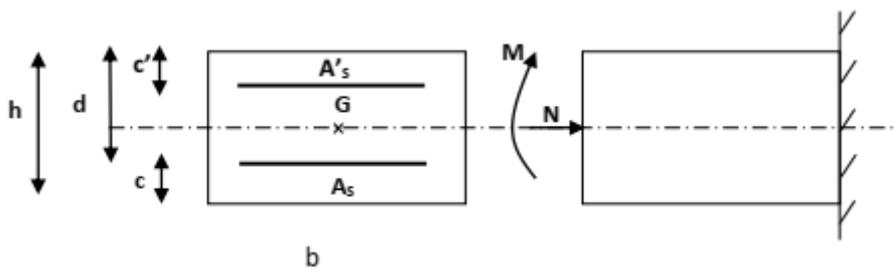


Figure 3.3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée.

- h = 10 cm
- b = 100 cm
- c = c' = 2 cm
- d = h - c = 10 - 2 = 8 cm

Le ferrailage se fera comme pour une console qui travaille en flexion composée, ce qui nous conduit à l'étude d'une section rectangulaire de hauteur « h=10cm » et de largeur « b=100cm », soumise à la flexion composée à l'ELU sous Nu et Mu, puis passer aux vérifications de la section à l'ELS sous Ns et Ms

3.1 Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.9}{3,7692} = 0.239 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

} → $e > \frac{h}{2} - c'$

Le centre de pression de l'effort normal (Point d'application) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est **partiellement comprimée (SPC)**.

⇒ Elle est calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on déduit la section d'armatures réelles « A_s » en flexion composée.

3.2 Calcul de la section d'armatures en flexion simple :

Moment fictif	$M_f = N_u \times g = 3.7692 \times 0.269 = 1.014 \text{ KN.m} = 1014000 \text{ N.mm}$ g : distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures $g = e + \frac{h}{2} - c = 0.239 + \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.269 \text{ m}$
Moment réduit	$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1014000}{1000 \times 80^2 \times 14.2} = 0.0112 < \mu_l = 0.392$ ⇒ La section est simplement armée (S.S.A) Donc on a uniquement des armatures tendues (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_s=0$)
Armatures fictives	$A_f = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d} = \frac{1014000}{0.9944 \times 348 \times 80} = 36.62 \text{ mm}^2$ $\beta = 1 - 0.4 \alpha \text{ et } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0112}) = 0.014$ $\beta = 1 - 0.4 \times 0.014 = 0.9944$ $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_{st}} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$
La section des armatures réelles	$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 36.62 - \frac{3.7692 \times 1000}{348 \times 100} = 0.2582 \text{ cm}^2.$

✓ **Vérification à l'ELU**

$$A_{min} \geq \frac{A_{st} \geq A_{min}}{f_e} \left(\frac{0.23 \times b d f_{t28}}{e_s - 0.455d} \right)$$

Avec

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.792} = 0.215 \text{ m} = 21.5 \text{ cm}$$

Alors

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 1000 \times 80 \times 2.1}{400} \left(\frac{215 - 0.455 \times 80}{215 - 0.185 \times 80} \right)$$

$$A_{min} \geq 86.18 \text{ mm}^2$$

$A_{min} > A_{st}$  La section n'est pas vérifiée alors on adoptera la section minimale d'armatures imposée par cette condition.

$$A = A_{min} = 0,8618 \text{ cm}^2$$

$A_s = A_{min} = 0.792 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la section d'acier est **4HA8=2,01cm²** avec un espacement : $St = 25 \text{ cm}$

$$St = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2 \quad \text{Donc :}$$

$$A_r = \mathbf{4HA8=2.01 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement : $St = 20 \text{ cm}$

$$St = 15 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\}.$$

Vérification aux cisaillements :(BAEL 91/Art A.5.1)

Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{1.5 \times 1000}{1000 \times 80}$	0.01875 MPa
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_{adm} \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPa})$	2.5 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \tau_{adm}$	$0.01875 \leq 2.5$ condition vérifiée

Vérification des contraintes l'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL99/Art A.6.1, 3)

Contrainte tangentielle	$\tau_s = \frac{T_u}{0.9d \sum u_i} = \frac{1.5 \times 1000}{0.9 \times 80 \times 100.48}$ $\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm} = 100.48 \text{ mm}$	0.21 MPa
Contrainte tangentielle limite	$\tau_{s \text{ lim}} = \psi \cdot f_{t28}$ Avec : $\psi = 1,5 \text{ pour HA}$	3.15 MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_s \leq \tau_{s \text{ lim}}$	$0.21 \leq 2.835$ condition vérifiée

⇒ Condition vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Ancrage des barres (BAEL99/Art A.6.1, 23)

<p>→ La longueur de scellement droit correspond à la longueur maximale d'ancrage rectiligne.</p> $L_s = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$ <p>Avec : $\tau_s = 0,6 \cdot \psi s^2 \cdot f_{t28} \Rightarrow \tau_s = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$</p> $L_s = \frac{8}{4} \times \frac{400}{2.84} = 281.69 \text{ mm}$ <p>On prend : $L_s = 30 \text{ cm}$</p>

✓ **Vérification à L'ELS**

Contraintes dans l'acier (BAEL99/Art A.4.5, 33)		
fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min(2/3 f_e, \text{Max}(0,5x f_e ; 110(\eta ft 28)^{1/2}))$ $= \min(2/3.400 ; 110(1.6x2.1)^{1/2}).$ <p>- On a des aciers : HA : $\varnothing \geq 6\text{mm}$ et FeE400 $\Rightarrow \eta = 1,6$ (coefficient de fissuration).</p>	201.6 MPa
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{0.6x10^6}{0.92x80x2.01x100}$ <p>avec : β_1 est fonction de ρ_1</p> $\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100x2.01}{8x100} = 0.25$ $\Rightarrow \rho_1 = 0.25 ; \beta_1 = 0.92 ; K_1 = 47.5$	40.55 MPa
Vérification	$40.55 \leq 201.6$	Condition Vérifiée

contrainte dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12)		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6f_{c28}$	15 MPa
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{40.55}{47.5}$	0.83 MPa
Vérification	$0.83 \leq 15$	Condition Vérifiée

Le ferrailage adopté à l'ELU est justifié à l'ELS :

Armatures principales :

$$4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement $St = 25\text{cm}$

Armatures de répartitions :

$$4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$

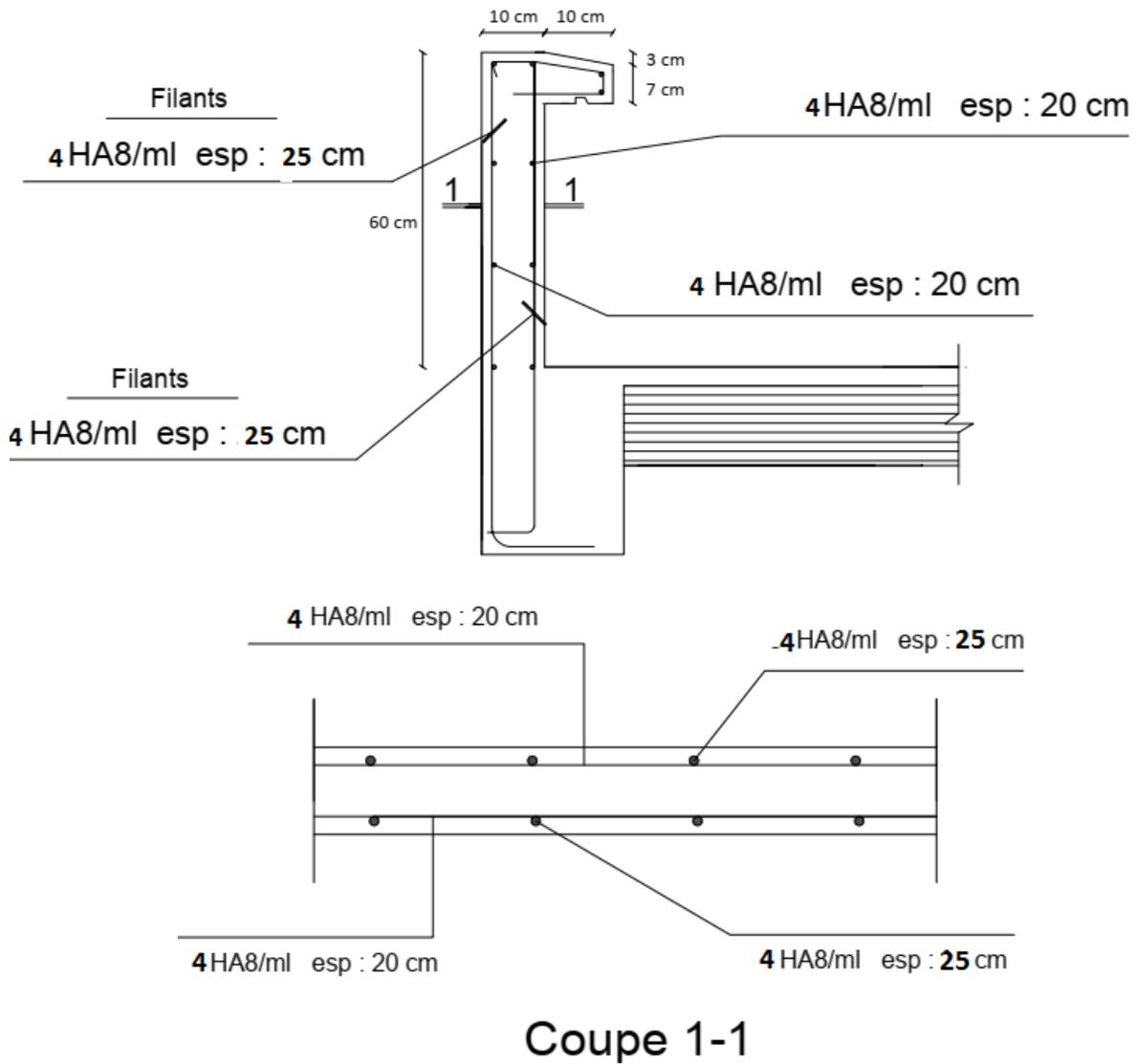


Figure 3.4 : Ferrailage de l'acrotère.

3.3 L'escalier :

Un escalier est un élément composé d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à l'autre, il est en béton armé, métallique ou en bois .Il se compose d'un certain nombre de marche dont la longueur est l'embranchement, la largeur est le giron, la partie vertical est la contre marche, le support des marches s'appelle le paillasse. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

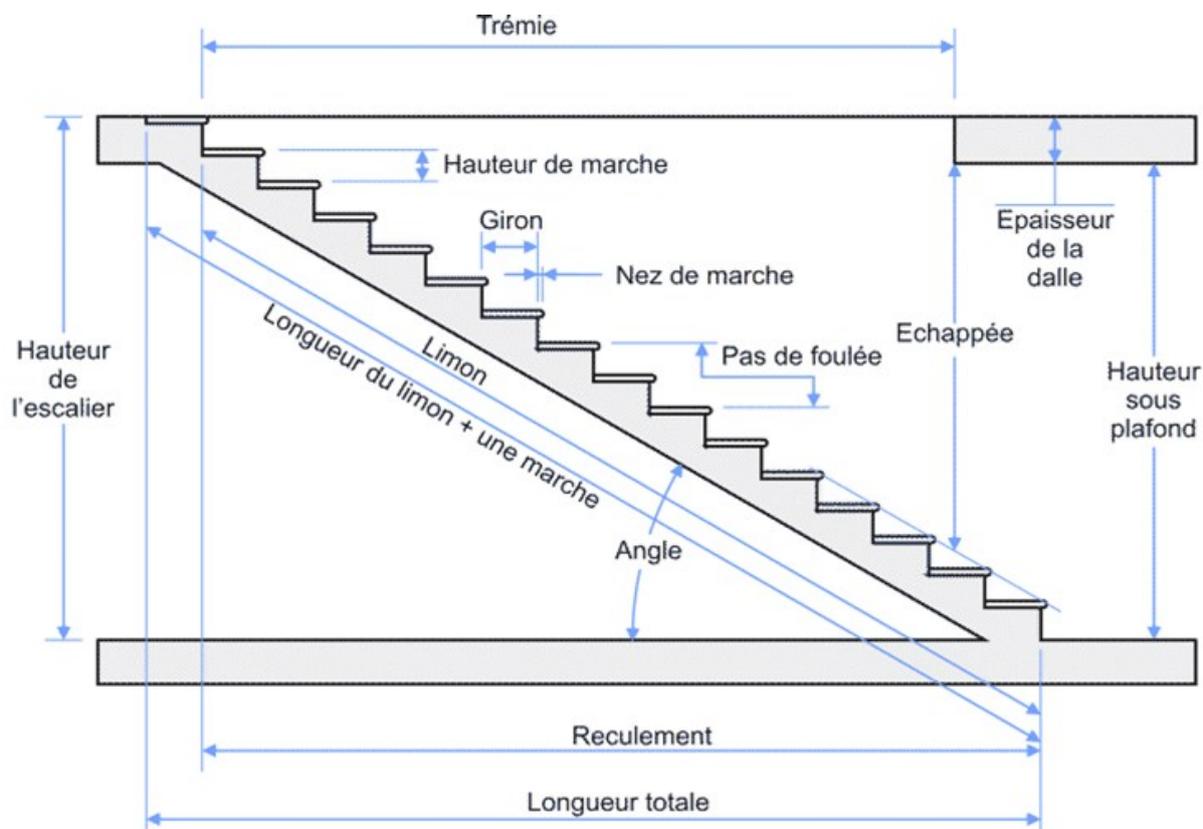


Figure 3.5 : Schéma de l'escalier

✓ pré dimensionnement de l'escalier

Le pré dimensionnement d'un escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (m).
- La hauteur de la marche (h), le giron (g).
- L'épaisseur de la paillasse (ep).
- Le nombre des contres marches (n)

Calcul de h, g, n et m

Le dimensionnement des escaliers et contre marches se fera par la formule de **BLONDEL** :

$$59 \text{ cm} \leq 2 h + g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec : h : hauteur de la marche

g : le giron

La limite inférieure (59 cm) correspond à des escaliers courants d'appartements, et la limite supérieure (66 cm) correspond à des locaux publics. On peut naturellement sortir de cette fourchette s'il y a nécessaire.

On a la hauteur de l'étage courant et RDC : $h = 3,06 \text{ m}$

Donc, la hauteur de la volée : $H = \frac{h}{2} = 1.53 \text{ m}$

La hauteur de la marche h On a : $16 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm} \rightarrow$ on prend: $h = 17 \text{ cm}$

Le giron g Pour $h = 17 \text{ cm}$, on aura $59 \text{ cm} \leq 2(17) + g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} \leq 34 + g \leq 66 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \rightarrow$ On prend : $g = 30 \text{ cm}$

Nombre de contre marches $n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \rightarrow n = 9$ contre marche

Nombre de marche $m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \rightarrow 8$ marches

Vérification de la relation BLONDEL $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64 \text{ cm}$$

\rightarrow La relation est vérifiée donc, l'escalier est confort.

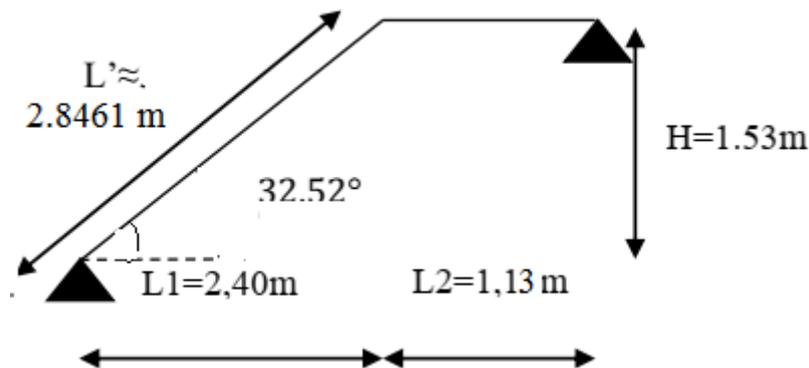
Longueur de la volée : $L = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$

Inclinaison de la pailasse : $\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 = \alpha = 32,5^\circ$

Longueur du palier de repos : $L_1 = 353 - 240 = 113 \text{ cm}$

Emmarchement E : L'embranchement peut être variable selon la dimension de la cage d'escalier $E = 1,25 \text{ m}$.

Épaisseur de la pailasse e :



Le pré dimensionnement se fera comme pour une poutre simplement appuyée sur ces deux extrémités et dont l'épaisseur de la pailasse et du palier (e_p) doit vérifier :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{397}{30} \leq e \leq \frac{397}{20} \Rightarrow 13.23 \leq e \leq 19.85$$

L : longueur réelle de la paillasse et du palier (entre appuis) : $L = L' + L_2$.

L1 : longueur de la paillasse projetée.

L2 : longueur du palier

$$\cos \alpha = \frac{L_1}{L'} \rightarrow L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.5} = 2.84 \text{ m}$$

$$L = 2.84 + 1.13 = 3.97 \text{ m}$$

On prend : $e = 16 \text{ cm}$

➤ **Charges et surcharges des escaliers : DTR(B.C2.2).**

Palier :

Désignations	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	Epaisseur (m)	Charges(KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre de palier	25	0.16	4
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
/	/	/	G=5.04

Tableau 3. 1 : Charge permanente du palier.

Paillasse :

Désignations	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	Epaisseur (m)	Charges(KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Les marches	22	0.17/2	1.87
Paillasse	25	0.16/cos 32.5	4.74
Enduit en plâtre	20	0.02	0.2
/	/	/	G=7.65

Tableau 3.2: Charge permanente du Paillasse.

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est : $Q = 2,5 \times 1\text{ m} = 2,5$ KN/ml.

Combinaison des charges

ELU $q_u = (1.35 G + 1.5 Q) \times 1\text{ m}$	Palier	$(1.35 \times 5.04 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ m} = 10.55\text{ KN / ml}$.
	Volée	$(1.35 \times 7.65 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ m} = 14.07\text{ KN / ml}$.
ELS $q_s = (G + Q) \times 1\text{ m}$	Palier	$q_{s1} = (5.04 + 2.5) \times 1\text{ m} = 7.09\text{ KN / ml}$.
	Volée	$q_{s2} = (7.65 + 2.5) \times 1\text{ m} = 10.15\text{ KN / ml}$.

⇒ **L'état limite ultime (ELU) :**

NB : le calcul se fera pour une bonde de 1m.

Schéma statique à ELU

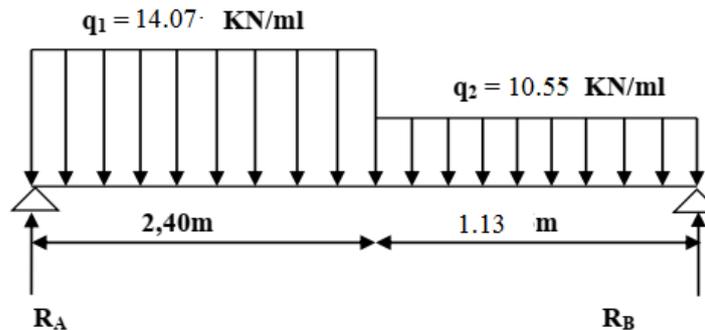


Figure 3.6 : Schéma statique de calcul d'escalier à l'ELU.

Réaction d'appui

$$\Sigma F/y = 0 \Rightarrow 2.4q_1 + 1.13 q_2 = R_A + R_B$$

$$R_A + R_B = 2.4 \times 14.07 + 1.13 \times 10.55$$

$$R_A + R_B = 45.68\text{ KN/ml}$$

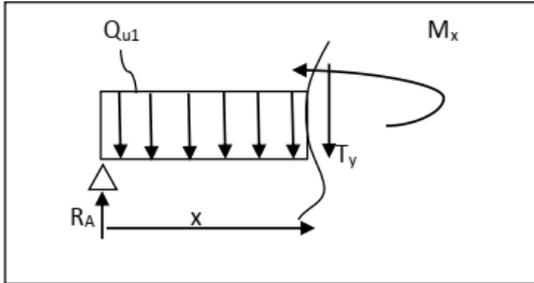
$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \cdot 3.53 = q_1 \times 2.4 \times (2.4/2) + q_2 \times 1.13 \times (1.13/2 + 2.4)$$

$$R_B \times 3.53 = 14.07 \times 2.4 \times 1.2 + 10.55 \times 1.13 \times 2.965$$

$$R_B = 75.87/3.53 = 21.49 \text{ KN.} \Rightarrow R_B = 21.49 \text{ KN.}$$

$$R_A = 45.68 - 21.49 = 24.19 \text{ KN.} \Rightarrow R_A = 24.19 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant



Effort tranchant

$$T(x) = R_A - q_1 x.$$

$$T(x=0) \Rightarrow T = 24.19 \text{ KN.}$$

$$T(x=2.4) = 24.19 - 14.07 \times 2.4 = -9.578 \text{ KN.}$$

$$T=0 \Rightarrow X = 1.71 \text{ m.}$$

$$X = 1.71 \text{ m} \in [0 ; 2.4].$$

Calcul des moments fléchissant

$$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 24.19 \cdot x - 7.035 x^2$$

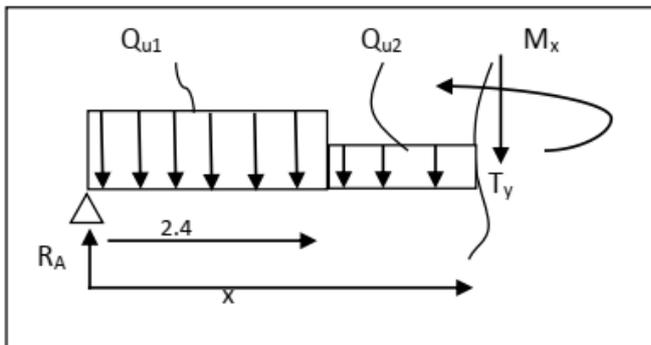
$$x=0 \quad M(x=0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$x=2.4 \text{ m} \quad M(x=2.4) = 17.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M(x=1.71) = 24.19 \times 1.71 - 7.035 (1.71)^2$$

$$M_{\max} = 32.82 \text{ KN.m}$$

2ieme tronçon : $2.4 \leq X < 3.53$



Effort tranchant

$$T(x) = R_A - q_1 (2.4) - q_2 (x - 2.4)$$

$$T(x=2.4) = 24.19 - 14.07 (2.4) - 10.55 (0) = -9.578 \text{ KN.}$$

$$T(x=3.53) = 24.19 - 14.07 (3.53) - 10.55 (3.53 - 2.4) = -37.40 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 = \frac{24.19 - 14.07(2.4) + 10.55(2.4)}{10.55} = 1.49 \text{ m}$$

$$X = 1.49 \text{ m} ; x \notin [2.4 ; 3.53]$$

Calcul des moments fléchissant

$$M(x) = R_A x - q_1 \cdot 2.4 (x - 1.2) - q_2 ((x - 2.4)^2 / 2)$$

$$M(x) = 24.19 x - 14.07 \cdot 2.4 (x - 1.2) - 10.55 ((x - 2.4)^2 / 2)$$

$$x = 2.4 \text{ m} \rightarrow M(x = 2.4) = 17.53 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.53 \text{ m} \rightarrow M(x = 3.53) = 0 \text{ KN.m}$$

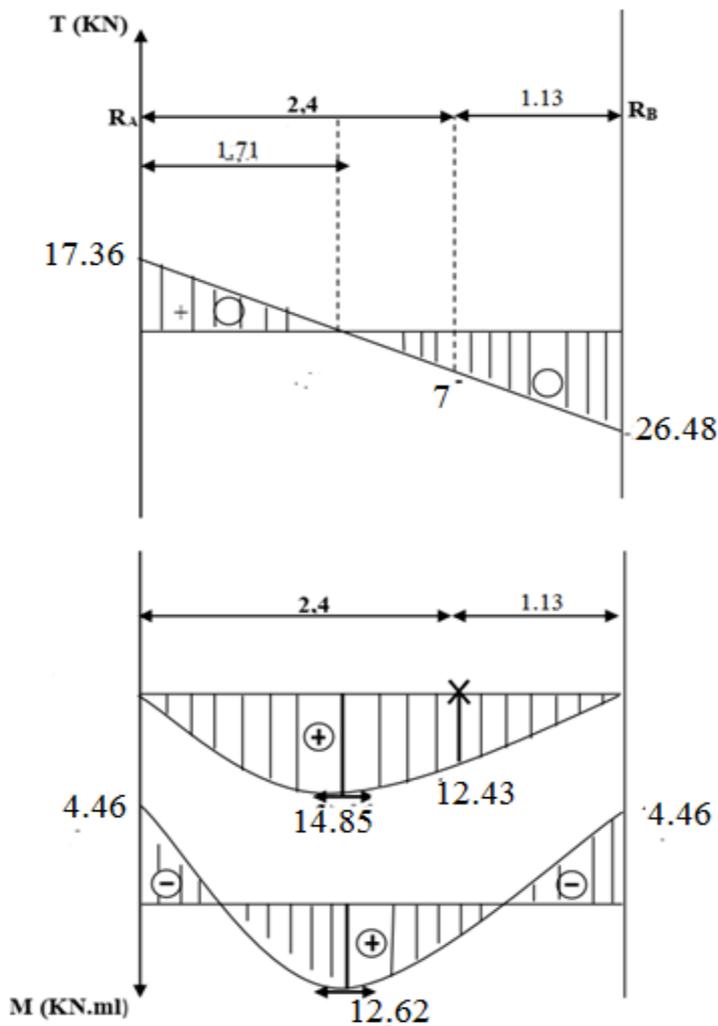
Remarque

Afin de tenir compte des semi encastres aux extrémités, on porte une correction pour le moment M_u max au niveau des appuis et en travée.

Aux appuis : $M_A = M_B = - 0,3 M_{max} = - 9.85 \text{ KN.m}$.

En travées : $M_t = 0,85 M_{max} = 28.75 \text{ KN}$

Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :



Vérification de l'ELS

- État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire

• Vérification des contraintes dans le béton et dans les aciers

Contraintes dans l'acier (BAEL99/Art A.4.5, 33)		
fissuration peu nuisible	σ_{Sadm}	400 MPa
Contrainte d'acier calculée (aux appuis)	$\sigma_s = \frac{Ma}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{4.46 \times 10^3}{0.9 \times 14 \times 3.02}$ avec : β_1 est fonction de ρ_1 $\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 3.02}{14 \times 100} = 0.2$ $\Rightarrow \rho_1 = 0.2 ; \beta_1 = 0.9 ; K_1 = 46.7$	117.21 MPa
Contrainte d'acier calculée (en travée)	$\sigma_s = \frac{Mt}{\beta_1 x d x A_s} = \frac{12.62 \times 10^3}{0.895 \times 14 \times 6.76}$ avec : β_1 est fonction de ρ_1 $\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b d} = \frac{100 \times 6.76}{14 \times 100} = 0.48$ $\Rightarrow \rho_1 = 0.48 ; \beta_1 = 0.895 ; K_1 = 32.62$	148.99 MPa
Vérifications	$117.21 \leq 400$ $148.99 \leq 400$	Conditions Vérifiées

contrainte dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12)		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$	15 MPa
Contrainte de béton calculée (aux appuis)	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{117.21}{46.5}$	2.52 MPa
Contrainte de béton calculée (en travée)	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{148.99}{32.62}$	4.57 MPa
Vérifications	$2.52 \leq 15$ $4.57 \leq 15$	Conditions Vérifiées

• État limite d'ouverture des fissurations (BAEL 91/modifiée 99 Art A.4.5.3)

Aucune vérification n'est à effectuer pour l'acier, car l'élément est dans un endroit couvert et par conséquent la fissuration est peu nuisible.

• **État limite de déformation (BAEL 91/ modifiée 99 Art B.6.5.2)**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont Vérifiées :

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

h : hauteur de la pailasse.

L : longueur de la plus grande travée

$$\frac{16}{353} = 0.04 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_o}$$

M_t : moment max en travée.

M_o : moment max isostatique.

$$0.06 \geq \frac{12.62}{10 \times 14.85} = 0.08 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

⇒ Vu que la 2ème condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

Calcul de la flèche : [L'article 8.2.3 du BAEL 91/revisé99] Pour le calcul de la flèche on utilise la formule suivante (pour les flèches dues aux charges de longue durée) :

$$f_V^g = \frac{M_s \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}} = \frac{[12.62 \times 10000 \times (353^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 28492,20103]} = 5.10 \text{ mm} = 0.51 \leq f_{adm} = 0.706$$

⇒ Donc la flèche est vérifiée.

Avec :

f_{adm} : la flèche admissible.

$$f_{adm} = 353 / 500 = 0,706 \text{ cm}$$

M_s : moment fléchissant maximal à l'ELS (M_s = 12.62 KN.m).

E_v : module de la déformation différée (E_v = 10818,865 MPa).

I_{fv} : inertie fictif de la section pour les charges de longue durée

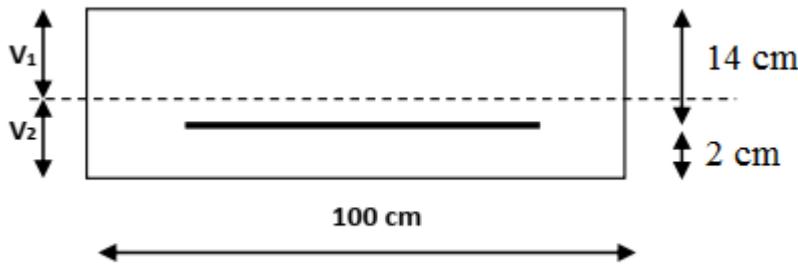
✓ **Aire de la section homogénéisée :**

$$B_0 = B + n.A_t = b \times h + 15.A_t$$

Avec : B₀ : la section homogène.

$$B_0 = (100 \times 16) + (15 \times 6.76)$$

$$B_0 = 1701.4 \text{ cm}^2$$



✓ **Moment statique de la section homogénéisée par rapport à XX :**

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d = \frac{100 \times 16^2}{2} + 15 \times 6.76 \times 14 = 14219.6 \text{ cm}^2$$

✓ **Position de l'axe de gravité :**

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{14219.6}{1701.4} = 8.36$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.36 = 7.64 \text{ cm}$$

✓ **Moment d'inertie de la section homogénéisée :**

$$I_0 = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8.36^3 + 7.64^3) + 15 \times 6.76 (7.64 - 2)^2 = 37566.19 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\text{Avec } \lambda_i = \frac{0.05 f_t 28}{\rho (2 + \frac{3b_0}{b})}$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 14} = 0.00485$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00485 (2 + \frac{3 \times 100}{100})} = 4.33$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1.732$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_t 28}{4 \rho \sigma_s + f_t 28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00485 \times 148.99 + 2.1} = 0.263$$

✓ **Calcul de l'inertie fictive :**

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \mu \lambda_v} = \frac{1.1 \times 37566.19}{1 + 0.263 \times 1.732} = 28492.20103 \text{ cm}^4$$

Le ferrailage adopté à l'ELU est le suivant :

✓ Armatures principales :

En travée : 6HA12=6.79 cm² Avec St = 20 cm.

Aux appuis : 6HA8=3.02 cm² avec St=20cm

✓ Armatures de répartition : 4HA10 avec ST = 25 cm

En travée : 4HA8 = 2.01 Avec St = 25 cm

Aux appuis : 2HA8= 1.01 Avec St = 25 cm

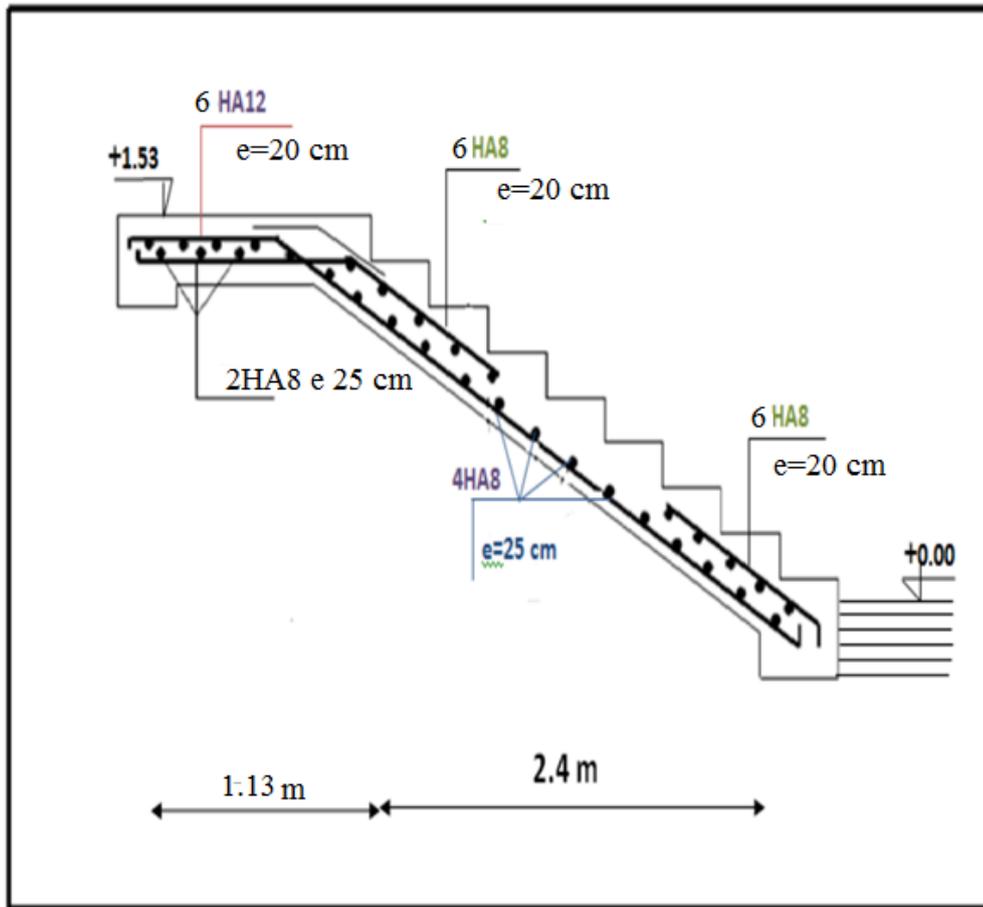


Figure 3.7: Ferrailage de l'escalier.

3.4 La poutre palière :

✓ **Prédimensionnement :**

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL** et vérifié en considérant le **RAP 99/version 2003**.

Selon le **BAEL 91** A partir de la condition de la flèche.

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} = \frac{295}{15} \leq h \leq \frac{295}{10} = 19.66 \leq h \leq 29.5$$

D'après le RPA ; on prend : h = 30cm

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$12 \leq b \leq 24 \text{ cm, on prend : } b = 25\text{cm.}$$

Selon le RPA99/ version 2003 art (7.5.1)

$h \geq 30$: vérifier, h = 30condition vérifiée.

$b \geq 20$: vérifier, b=25..... condition vérifiée.

$h/b = 30/25 = 1.2 < 4$ condition vérifiée.

Donc on choisie une section de la poutre palière (30×25) cm²

-Poids propre de la poutre : $g = 0.30 \times 0.25 \times 25 = 1.87\text{KN}$

✓ **Évaluations des charges :**

On prend une largeur d'escalier qui est : b = 1m

-Poids du palier : G= 5.04 KN/ml

-Poids de la paillasse : G = 7.65KN/ml

➤ **La réaction d'escalier ou niveau du palier :**

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = \left(\frac{7.65 \times 1.6 + 5.04 \times 2.4}{1.6 + 2.4} \right) \times \frac{4}{2} = 12.17 \text{KN/ml}$$

➤ **La surcharge :**

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{4}{2} = 5 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids du mur :**

$$P_m = G_m \times \left(\frac{h}{2} \right) - h_{p.sec} = 2.8 \times \left[\left(\frac{3.06}{2} \right) - 0.35 \right] = 3.304 \text{KN/ml}$$

✓ **Calcul de la poutre en flexion :**

➤ **Combinaison d'action :**

ELU :

$$P_u = 1.35(g + p + p_m) + 1.5q$$

$$P_u = 1.35(3 + 12.17 + 3.304) + 1.5(5) = 32.44 \text{KN/ml}$$

ELS :

$$P_{ser} = g + p + p_m + q$$

$$P_{ser} = 3 + 12.17 + 3.304 + 5 = 23.474 \text{KN/ml}$$

✓ **Les sollicitations :**

ELU :

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 32440 \times \frac{2.95^2}{12} = 23525.75 \text{ N.m}$$

$$M_t = P_u \times \frac{L^2}{24} = 32440 \times \frac{2.95^2}{24} = 11762.87 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_u \times \frac{L^2}{2} = 32440 \times \frac{2.95^2}{2} = 141154.55 \text{ N.m}$$

ELS :

$$M_a = P_{ser} \times \frac{L^2}{12} = 23474 \times \frac{2.95^2}{12} = 17023.54 \text{ N.m}$$

$$M_t = P_{ser} \times \frac{L^2}{24} = 23474 \times \frac{2.95^2}{24} = 8511.77 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 23474 \times \frac{2.95^2}{2} = 102141.24 \text{ N.m}$$

Élément	P _{eq} (N)	M _a (N.m)	M _t (N.m)	Tu (N)
ELU	32440	23525.75	11762.87	141154.55
ELS	23474	17023.54	8511.77	102141.24

Tableau 3.3: Effort interne dans poutre palier.

✓ **Calcul du ferrailage à l'E.L. U :**

➤ **Armatures Longitudinales :**

L'ELU:

$$f_e = 400 \text{ MPA} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPA} ; \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPA} ;$$

$$\mu_l = 0.392 ; \quad C = 3 \text{ cm} ; \quad d = h - C = 30 - 3 = 27 \text{ cm}$$

On a sur appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{23525.75}{14.2 \times 25 \times 27^2} = 0.090 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.090)} \right] = 0.118$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.118) = 0.952$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{23525.75}{348 \times 0.946 \times 27} = 2.64 \text{ cm}^2$$

A = 0 → (La section est simplement armée).

Élément	Mu (N.m)	M	α	β	A (cm ²)
Sur appuis	23525.75	0.102	0.134	0.946	2.64
Sur travée	17023.54	0.051	0.065	0.974	1.86

• **Vérifications :**

➤ **Vérification à l'E.L. U :**

Condition de nonfragilité:BAEL 91(ART-A.4.2)	$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} =$ $0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.81\text{cm}^2$
Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)	$A_{min}^2 \geq 0.001 \times b \times h =$ $0.001 \times 25 \times 30 = 0.75\text{cm}^2$
Pourcentage minimal : RPA (art7.5.1.2)	$A_{min}^{RPa} \geq 0.5\% \times b \times h =$ $0.5\% \times 25 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max(A_{min}^1; A_{min}^2; A_{min}^{RPa}; A^u)$

Elément	Au (cm ²)	A_{min}^1	A_{min}^2	A_{min}^{RPa}	A_{max} (cm ²)
Sur appuis	2.64	0.81	0.75	3.75	2.64
Sur travée	1.86	0.81	0.75	3.75	1.86

Tableau 3.4: Le ferrailage de poutre palier.

Donc on choisie la section de ferrailage après le calcul de la poutre palière à la torsion.

➤ **Vérification à l'E.L.S :**

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de σ_b est inutile, si la Condition suivante est remplie :

$$\bar{\alpha} \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	condition
Sur appui	23525.75	11023.54	2.13	25	0.81	0.134	CV
Sur travée	17023.54	8511.77	2.13	25	0.81	0.065	CV

Tableau 3.5: Vérification de la contrainte.

✓ **Contrainte de cisaillement :** BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{141154.55}{250 \times 270} = 2.09 \text{MPA}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPA} \right) = 3.25 \text{MPA} \dots \dots \dots \text{BAEL (art : A. 5.1,211)}$$

L'ELU :

$$\tau_u = 2.09 \text{MPA} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Armatures transversales :** D'après le RPA (art.7.5.2.2) :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_L \right) = \min \left(\frac{30}{4}; 12 \phi_L \right) = S \leq 7.5 \text{ cm} \Rightarrow S = 7 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 7 \times 30 = 0.63 \text{ cm} ; \text{ Dans la zone nodale on adopte 2HA8 (1.01cm}^2 \text{)}$$

$$S \leq \left(\frac{h}{4} \right) \rightarrow S \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S = 18 \text{ cm} ; \text{ Dans la zone courante}$$

➤ **La quantité des armatures transversales :**

⇒ **Selon le BAEL91 :** (Art A.5.1, 22)

$$A_t \geq 0.4 b_0 \frac{s'}{b_0} = A_t \geq 0.4 \times 25 \frac{18}{400} \rightarrow A_t \geq 0.45 \text{cm}^2$$

⇒ **Selon le BAEL91:** (Art A.5.1, 23)

$$A_t \geq \frac{b_0 \times s' \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{25 \times 18 \times (0.78 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} = A_t \geq 0.21 \text{ cm}^2$$

⇒ Selon le RPA 99 (ver. 2003 Art 7.5.2.2) page 69

$$A_t = 0.003 \times 18 \times 25 = 1.35 \text{ cm}$$

$$A_t = \max(A_{t \text{ RPA}}, A_{t \text{ BAEL}}) \rightarrow A_t = A_{t \text{ RPA}} = 1.35 \text{ cm}^2 ; \text{ Danc on adopte 4HA8 (2.01 cm}^2)$$

✓ Calcul de la poutre palière à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{tor} = M_{app(\text{Escalier})} = 7597 \text{ N.m}$$

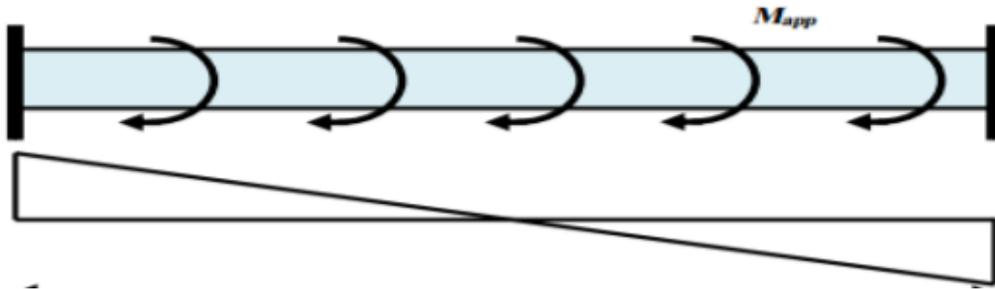


Figure 3.8: Schéma de la poutre palière à la torsion.

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH BAEL91 (art .A.5.4):

Le moment de torsion maximale :

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive.

$$e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4.16 \text{ cm}$$

$$\Omega = (h - e) + (b - e) = (30 - 4.16) + (25 - 4.16) = 4.67 = 467 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{7597}{2 \times 467 \times 4.16} = 1.95 \text{ MPA}$$

Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{ultim})^2$$

$$1.95^2 + 2.09^2 = 8.17 \text{ MPA} \leq (3.25)^2 = 10.56 \text{ MPA} \dots \text{Condition Vérifié}$$

- **Les armatures longitudinales :** (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4)

$$\sum A_l = \frac{u \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

μ : Le périmètre du contour d'aire Ω de la section efficace.

$\sum A_l$ = la des sommes des sections aciers longitudinaux.

τ_u = le moment de torsion maximale.

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(25 - 4.16) + (30 - 4.16)] = 93.36 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{93.36 \times 7597}{2 \times 467 \times \frac{400}{1.15}} = 2.18 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures transversales :** (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4)

$$A_l = \frac{\tau_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{7597 \times 18}{2 \times 467 \times 348} = 0.42 \text{ cm}^2$$

- **Section minimale des armatures :** BAEL 91 :

$$\rightarrow \frac{\sum A_l \times f_e}{b_0 \times u} \geq 0.4 \text{ MPA} \Rightarrow \frac{2.18 \times 400}{4.16 \times 93.36} = 2.24 \text{ MPA} > 0.4 \text{ MPA} \text{ Condition Vérifiée}$$

$$\rightarrow \frac{\sum A_l \times f_e}{b_0 \times S_t'} \geq 0.4 \text{ MPA} \Rightarrow \frac{0.42 \times 400}{4.16 \times 18} = 2.24 \text{ MPA} > 0.4 \text{ MPA} \text{ Condition Vérifiée}$$

Condition de la Flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{30}{295} = 0.101 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.325 > \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.101 < 0.117 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

- ✓ **Calcul de la flèche :** BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

Pour une poutre encastree dans ses extremités, la flèche est :

$$f = \frac{p \times L^4}{348 \times E \times I}$$

I = I' inertie de la poutre

$$I = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4$$

E = model de YOUNG

$$E = 3.2 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$$

L : longueur de la poutre

$$L = 2.95 \text{ m}$$

$$P = Pu = 1,35 (g + p + pm) + 1,5 q = 36627 \text{ N/ml}$$

$$\text{Donc : } f = \frac{36627 \times 2.95^4}{348 \times 3.2 \cdot 10^5 \times 56250} = 0.0004 \text{ m} = 0.04 \text{ cm}$$

$$f = 0.04 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{295}{1000} + 0.5 = 0.79 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures totales :

○ **Armatures longitudinales :** $A_l^{tot} = A_l^{fl} + A_l^{tor}$

$$\text{Nappe supérieure : } A_1^{tot} = A_1^{fl} + \frac{A_1^{tor}}{2} = 2.64 + \frac{2.18}{2} = 3.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{tot} = 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nappe inférieure : } A_1^{tot} = A_1^{fl} + \frac{A_1^{tor}}{2} = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{tot} = 2HA12 + 1HA14 = 3.8 \text{ cm}^2$$

○ **Armatures transversales :** $A_1^{tot} = A_1^{fl} + A_1^{tor}$

$$A_1^{tot} = 1.35 + 0.22 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_1^{tot} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ Dessin de ferrailage de la poutre palière :

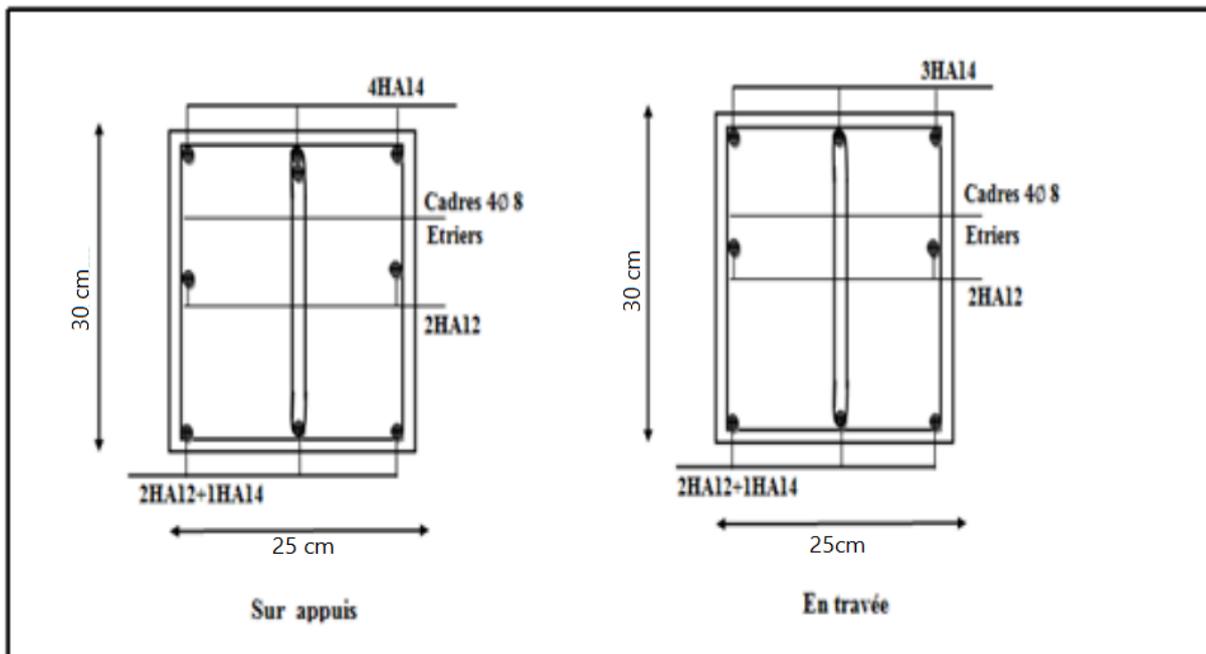


Figure 3.9: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

3.5 Balcon :

Le balcon est considéré comme une console de longueur $L = 1,15\text{m}$

3.5.1 Étage courant :

A/- Évaluation des charges :

- Charge permanente : $G=5.35 \text{ K N/m}^2$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$.

3.5.2 Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1.35G + 1.5Q) \times L^2/2$$

$$M_u = (1.35(5.35) + 1.5(3.50)) \times 1.15^2/2 = 10.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \times L/2$$

$$M_{\text{ser}} = (5.35 + 3.50) \times 1.15/2 = 5.08 \text{ KN.m}$$

$$T_u = (1.35G + 1.5Q) \times L$$

$$T_u = (1.35(5.35) + 1.5(3.50)) \times 1.15 = 13.26 \text{ KN.m}$$

3.5.3 Calcul du ferrailage a L'E.L.U :

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui d'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

-fissuration peu nuisible On prend : $C = 3 \text{ cm}$; $d = h - C = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d^2} = \frac{10.69 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.04 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0.44 \rightarrow \alpha = 0.056 \rightarrow \beta = 0.977$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{10.69 \times 10^3}{348 \times 0.977 \times 13} = 2.41 \text{ cm}^2$$

3.5.4 VERIFICATION :

▪ Vérification à l'E.L. U :

-Condition de non fragilité : BAEL 91

$$A_{\min 1} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimal : CBA93 article (B.5.3.1)

$$A_{\min 2} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

-Contrainte de cisaillement : CBA93 article (A.5.1)

$$T_u = 13.26 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{13.26 \times 10^3}{100 \times 130} = 1.02$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > \tau_u = 1.02 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ Vérification à l'E.L. S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type feE400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

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

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.69}{5.08} = 2.10$$

$$\alpha = 0.056 \leq \frac{1.41-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 \rightarrow \text{condition vérifier}$$

La condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .

La fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .

-Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification a E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A; A_{min1} ; A_{min2}) = \max (2.41 ; 1.56 ; 1.6) \text{ cm}^2.$$

$$A = 2.41 \text{ cm}^2 \text{ Soit: } A=4T10=4.71 \text{ cm}$$

-Armature de réparation :

$$A_r = A/4 = 2.41/4 = 0.60 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } A_r=4T8=3.14 \text{ cm}$$

-Espacement des armatures :

a) Armature longitudinale :

$$S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

b) Armature de répartition :

$$S_r \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_l = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

3.5.5 Calcul de la flèche : CBA93 article (B.6.5.1) :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{115} = 0.139 > 0.0625 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.00362 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.16/1.15 = 0.139 > 0.10 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

3.5.6 Ferrailage du balcon :

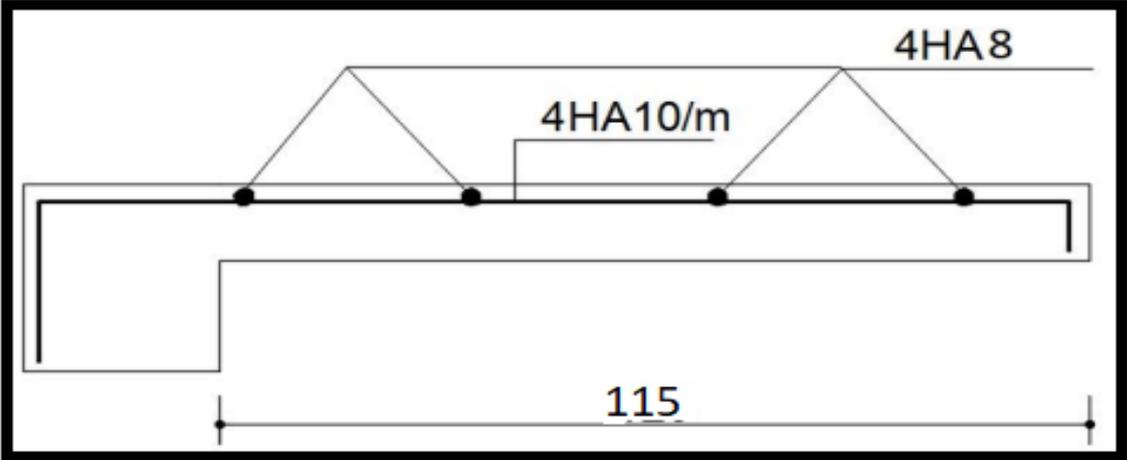


Figure 3.10: Schéma Ferrailage Balcon

3.6 Le plancher en corps creux :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement.

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles Périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique.
- Protection des personnes contre les risques d'incendie.

3.6.1 Conception des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs, des poutrelles coulées sur place et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 60) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

3.6.2 Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple méthode forfaitaire. Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir à de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément.

3.6.3 Calcul des sollicitations :

Pour la détermination des efforts (M) et (T) on utilise la méthode forfaitaire si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées. $\begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 500kg \end{cases}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

3.6.4 Calcul des moments :

- Les moments sur appui :

- $0.2 M_0$ pour appui de rive.
- $0.6 M_0$ pour cas de deux travées.
- $0.5 M_0$ pour appui voisins des appuis de rive cas de plus deux travées.
- $0.4M_0$ pour les appuis intermédiaires non voisins de la rive (plus de trois travées).

- Les moments en travées :

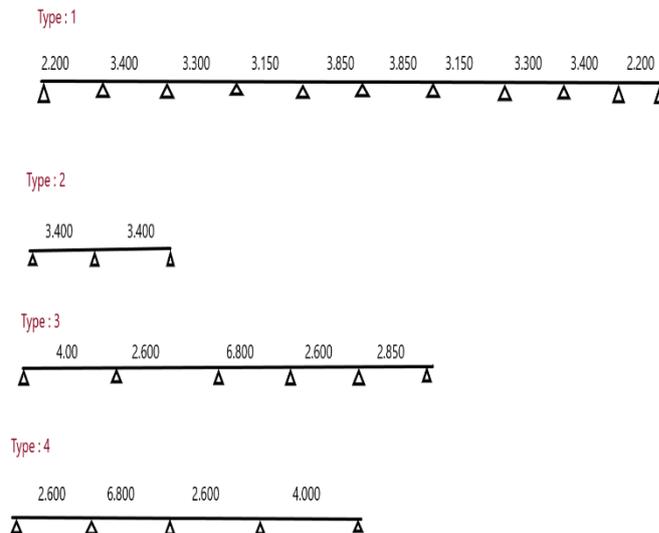
$$M_t \geq \max(1.05; (1 + 0.3\alpha))M_0 - \frac{M_g + M_d}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée de rive}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

✓ Types des nervures :

Nous avons un 4 type de poutrelles à calculer pour chaque étage



○ Plancher étage courant :

➤ **Condition d'application :**

$$\begin{cases} G = 5.20 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 1.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$Q \leq 2 \times G$$

$$Q=1.50 \text{ KN} ; G=5.20 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \leq 2 \times 5.20 = 10.40 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{cv})$$

- Les moments d’Inertie des poutres sont constants (I) .
- $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \quad (\text{cv})$
- Fissuration peu nuisible. (cv)

Toutes les conditions sont vérifiées donc cette méthode est applicable .

⇒ **Calcul α rapport des charges :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1500}{5200+1500} = 0.223$$

$$\text{Dans le cas la travée de rive } M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{Dans le cas la travée intermédiaire } M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$$

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha ; 1.05) M_0$$

$$1+0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.223 = 1.06 \geq 1.05 \rightarrow M_t \geq 1.06M_0 - [(M_d + M_g)/2]$$

Avec :

- ❖ M_0 : le moment maximal dans la travée indépendante.
- ❖ M_t : le moment maximal dans la travée étudiée.
- ❖ M_d : la valeur absolue du moment sur l’appui de droite de la travée.
- ❖ M_g : la valeur absolue du moment sur l’appui de gauche de la travée.

⇒ **Plancher étage courant :**

Combinaisons d’actions :

✓ **E.L.U :**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1.35 \times 5200 + 1.5 \times 1500) \times 0.65 = 6025.5 \text{ N/ml}$$

✓ **E.L.S :**

$$P_s = (G + Q) \cdot 0,65 = (5200 + 1500) \times 0.65 = 4355 \text{ N/ml}$$

Exemple de calcul :

Type 01 :

E.L.U :

A-Calcul des moments :

a) **Le moment statique :**

$$M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{6025.5 \times 2.20^2}{8} = 3645.427 \text{ N.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6025.5 \times 3.40^2}{8} = 8706.847 \text{ N.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{6025.5 \times 3.30^2}{8} = 8202.221 \text{ N.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{6025.5 \times 3.15^2}{8} = 7473.502 \text{ N.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{6025.5 \times 3.85^2}{8} = 11164.121 \text{ N.m}$$

$$M_0^{FG} = \frac{6025.5 \times 3.85^2}{8} = 11164. \text{ N.m}$$

$$M_0^{GH} = \frac{6025.5 \times 3.15^2}{8} = 7473.502 \text{ N.m}$$

$$M_0^{HI} = \frac{6025.5 \times 3.30^2}{8} = 8202.221 \text{ N.m}$$

$$M_0^{IJ} = \frac{6025.5 \times 3.40^2}{8} = 8706.847 \text{ N.m}$$

$$M_0^{JK} = \frac{6025.5 \times 2.20^2}{8} = 3645.427 \text{ N.m}$$

E.L.S :

A-Calcul des moments :

a) Le moment statique :

$$M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$$

$$M_0^{AB} = \frac{4355 \times 2.20^2}{8} = 2634.775 \text{ N.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{4355 \times 3.40^2}{8} = 6292.975 \text{ N.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{4355 \times 3.30^2}{8} = 5928.243 \text{ N.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{4355 \times 3.15^2}{8} = 5401.560 \text{ N.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{4355 \times 3.85^2}{8} = 8068.998 \text{ N.m}$$

$$M_0^{FG} = \frac{4472 \times 3.85^2}{8} = 8068.998 \text{ N.m}$$

$$M_0^{GH} = \frac{4472 \times 3.15^2}{8} = 5401.560 \text{ N.m}$$

$$M_0^{HI} = \frac{4472 \times 3.30^2}{8} = 5928.243 \text{ N.m}$$

$$M_0^{IJ} = \frac{4472 \times 3.40^2}{8} = 6292.975 \text{ N.m}$$

$$M_0^{JK} = \frac{4472 \times 2.20^2}{8} = 2634.775 \text{ N.m}$$

b) Les moments sur les appuis :

⇒ **E.L.U :**

$$M_A = M_K = 0$$

Le moment effectif : $M_A = 0.2 M_0^{AB}$

$$M_K = 0.2 M_0^{JK}$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \longrightarrow 0.5 \times 8706.847 = 4353.42 \text{ N.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \longrightarrow 0.4 \times 8706.847 = 3482.73 \text{ N.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \longrightarrow 0.4 \times 8202.221 = 3280.88 \text{ N.m}$$

$$M_E = 0.4 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) \longrightarrow 0.4 \times 11164.121 = 4465.64 \text{ N.m}$$

$$M_F = 0.4 \times \max(M_0^{EF}; M_0^{FG}) \longrightarrow 0.4 \times 11164.121 = 4465.64 \text{ N.m}$$

$$M_G = 0.4 \times \max(M_0^{FG}; M_0^{GH}) \longrightarrow 0.4 \times 11164.121 = 4465.64 \text{ N.m}$$

$$M_H = 0.4 \times \max(M_0^{GH}; M_0^{HI}) \longrightarrow 0.4 \times 8202.221 = 3280.88 \text{ N.m}$$

$$M_I = 0.4 \times \max(M_0^{HI}; M_0^{IJ}) \longrightarrow 0.4 \times 8706.847 = 3482.73 \text{ N.m}$$

$$M_J = 0.5 \times \max(M_0^{IJ}; M_0^{JK}) \longrightarrow 0.5 \times 8706.847 = 4353.42 \text{ N.m}$$

⇒ **E.L.S :**

$$M_A = M_K = 0$$

Le moment effectif : $M_A = 0.2 M_0^{AB}$

$$M_K = 0.2 M_0^{JK}$$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \longrightarrow 0.5 \times 6292.975 = 3146.48 \text{ N.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \longrightarrow 0.4 \times 6292.975 = 2517.19 \text{ N.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \longrightarrow 0.4 \times 5928.243 = 2371.29 \text{ N.m}$$

$$M_E = 0.4 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) \longrightarrow 0.4 \times 8068.998 = 3227.59 \text{ N.m}$$

$$M_F = 0.4 \times \max(M_0^{EF}; M_0^{FG}) \longrightarrow 0.4 \times 8068.998 = 3227.59 \text{ N.m}$$

$$M_G = 0.4 \times \max(M_0^{FG}; M_0^{GH}) \longrightarrow 0.4 \times 8068.998 = 3227.59 \text{ N.m}$$

$$M_H = 0.4 \times \max(M_0^{GH}; M_0^{HI}) \longrightarrow 0.4 \times 5928.243 = 2371.29 \text{ N.m}$$

$$M_I = 0.4 \times \max(M_0^{HI}; M_0^{IJ}) \longrightarrow 0.4 \times 6292.975 = 2517.19 \text{ N.m}$$

$$M_J = 0.5 \times \max(M_0^{IJ}; M_0^{JK}) \longrightarrow 0.5 \times 6292.975 = 3146.48 \text{ N.m}$$

B- Les efforts tranchants :

$$T_d = -\frac{pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

$$T_g = \frac{pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

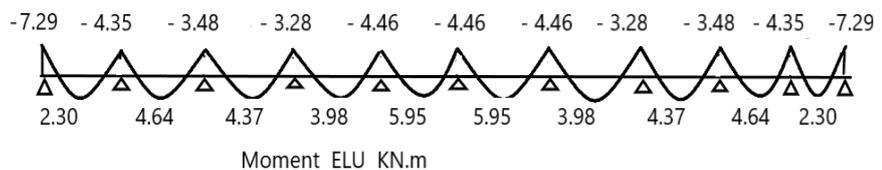
ELU :

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J	J-K
$L_0 (m)$	2.20	3.40	3.30	3.15	3.85	3.85	3.15	3.30	3.40	2.20
$M_0(N.m)$	3645	8706	8202	7473	11164	11164	7473	8202	8706	3645
$M_g(N.m)$	729	4353	3482	3280	4465	4465	4465	3280	3482	4353
$M_d(N.m)$	4353	3482	3280	4465	4465	4465	3280	3482	4353	729
$M_t(N.m)$	2308	4644	4375	3986	5955	5955	3986	4375	4644	2308
$T_d(N.m)$	8275	10243	9942	9960	11599	11599	9020	10018	10243	4980
$T_g(N.m)$	-8275	-10243	-9942	-9960	-11599	-11599	-9020	-10018	-10243	-4980

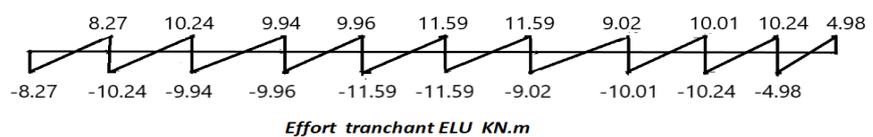
ELS:

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H	H-I	I-J	J-K
$L_0 (m)$	2.20	3.40	3.30	3.15	3.85	3.85	3.15	3.30	3.40	2.20
$M_0(N.m)$	2634	6292	5928	5401	8068	8068	5401	5928	6292	2634
$M_g(N.m)$	526	3146	2517	2371	3227	3227	3227	2371	2517	3146
$M_d(N.m)$	3146	2517	2371	3227	3227	3227	2371	2517	3146	526
$M_t(N.m)$	1668	3356	3162	2881	4303	4303	2881	3162	3356	1668

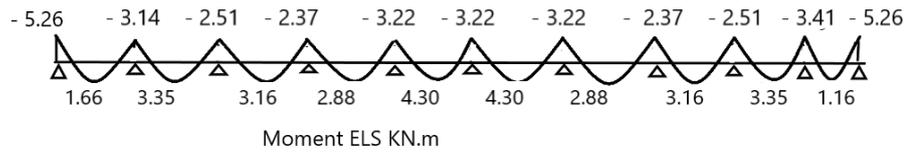
Moment ELU:



Effort tranchant :



Moment ELS:



Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage de la poutrelle la plus sollicitée pour le plancher terrasse et le plancher étage courant.

Les armatures longitudinales :

➤ **Plancher Étage Courant :**

$b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$

➤ **l'enrobage :**

$c \geq c' + \Phi/2.$

$c' = 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$\Phi = h/10 = 20/10 = 2 \text{ cm}$. BAEL91.A.7.2.1

$c \geq 1 + 2/2 = 1 \text{ cm}$.

* Donc on adopte $c = 3 \text{ cm}$.

$d = h - c = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$

$d = 17 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm}$

ELU :

➤ **En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$M_0 = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

$M_0 = 14.2 \times 60 \times 4 (17 - 2)$

$M_0 = 51120 \text{ N.m}$

$M_t^{max} = 5955 \text{ N.m}$

$M_t^{max} = 5955 \text{ N.m} \leq M_0 = 51120 \text{ N.m}$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 60 \text{ cm}$

$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5955}{14.2 \times 60 \times 17^2} = 0.024 < \mu_l = 0.392$ (BAEL83 page 32)

$\mu = 0.024$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.030$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.988$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5955}{348 \times 0.988 \times 17} = 1.15 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5112}{14.2 \times 60 \times 17^2} = 0.020$$

$$\mu = 0.020$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

Alors Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5112}{348 \times 0.99 \times 17} = 1.03 \text{ cm}^2$$

ELS :

D'après le BAEL83

- ❖ La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- ❖ La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

suivante est vérifiée : $\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	α	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	Condition
En Travée	0.030	5955	3573	1.66	25	0.58	V
Sur Appui	0.025	5112	3067	1.66	25	0.58	V

3.6.5 Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{t \min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } 0.23 \times 60 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.20 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A'_{\min} \geq 0.001 \times 60 \times 20 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A'_{\min} \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

$$A = \max (A^{cal} ; A_{min} ; A'_{min})$$

Eléments	$A^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A'_{min} (cm^2)$	$A_{max} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	1.15	1.23	1.2	1.15	2HA12 = 2.26
Appuis	1.03	0.20	0.20	1.03	1HA12 = 1,13

Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

- La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

T_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne la largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{11599}{120 \times 210} = 0.46 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA})$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPA}) = \min(3.25; 5 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.46 < \bar{\tau}_u = 3.25$$

Diamètre minimale : BAEL91 (A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35} ; \phi_t ; \frac{b_0}{10} \right)$$

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq (6.85 ; 12 ; 12)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$ FeE235

$$A_t = 2 \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

L'espacement S_t : BAEL91 (A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq (A_t \times f_e) / (0.4 \times b_0)$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 f_{t28})} = 31.12 \text{ cm}$$

$K = 1$ cas ou la flexion simple.

$$S_t \leq \min (S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm avec un premier espacement auprès de l'appui de 10 cm.

Influence d'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1,31)

a-/ Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$T_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{t28}$$

Au maximum $a = 0,9.d = 15.3\text{cm}$.

$$T_u = 115990 < 0.267 \times 15.3 \times 10 \times 100 \times 25 = 382500 \text{ N} \dots \dots \dots (cv)$$

b-/ Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e}$$

$$A = 1T12 = 1.13 \text{ cm}^2 = 113 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

$$A \geq \gamma_s \frac{T_u}{f_e} = 1.15 \times \frac{11599}{235} = 56.76 \text{ mm}^2$$

$$A = 113 \text{ mm}^2 \geq 56.76 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots (cv)$$

La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

⇒ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

⇒ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égal à 60cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4.Ln}{f_e}$$

A : La section des armatures en \perp aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4.60}{400} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On adapte } 5\text{Ø}5 = 1.00 \text{ cm}^2 ; \text{ espacement } 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$A// = \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A// = \frac{1.00}{2} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\text{Ø}5 = 0.60 \text{ cm}^2$; espacement $100/3 = 33.3 \text{ cm}$ Donc on adopte un treillis soudé TS Ø5 mailles $(200 \times 200) \text{ mm}^2$. Ou $(200 \times 300) \text{ mm}^2$.

Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

1. $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} = 0.06 > 0.04 \dots \dots \dots (cv)$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.0022 < 0.009 \dots \dots \dots (cv)$
3. $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} = 0.06 > 0.047 \dots \dots \dots (cv)$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

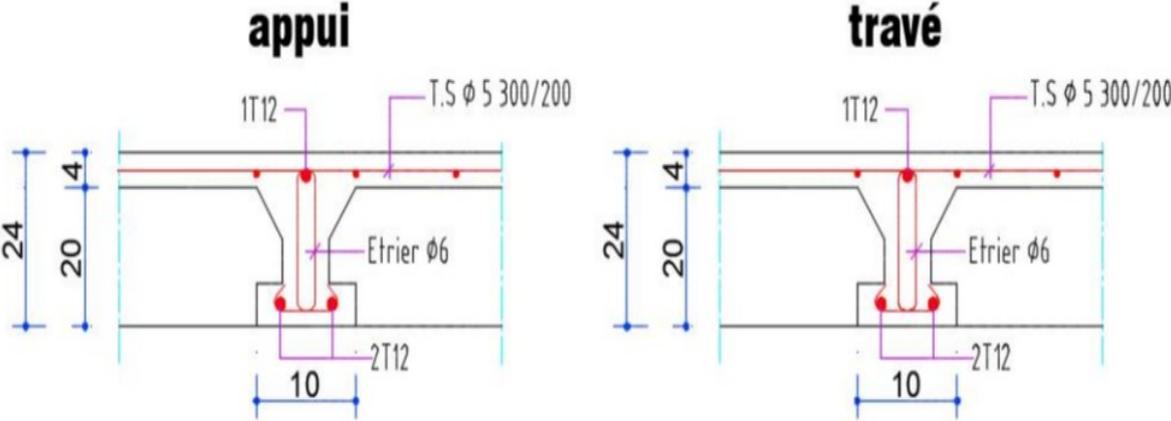


Figure 3.11: Schéma Ferrailage Plancher

3.7 La cage de l'ascenseur :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

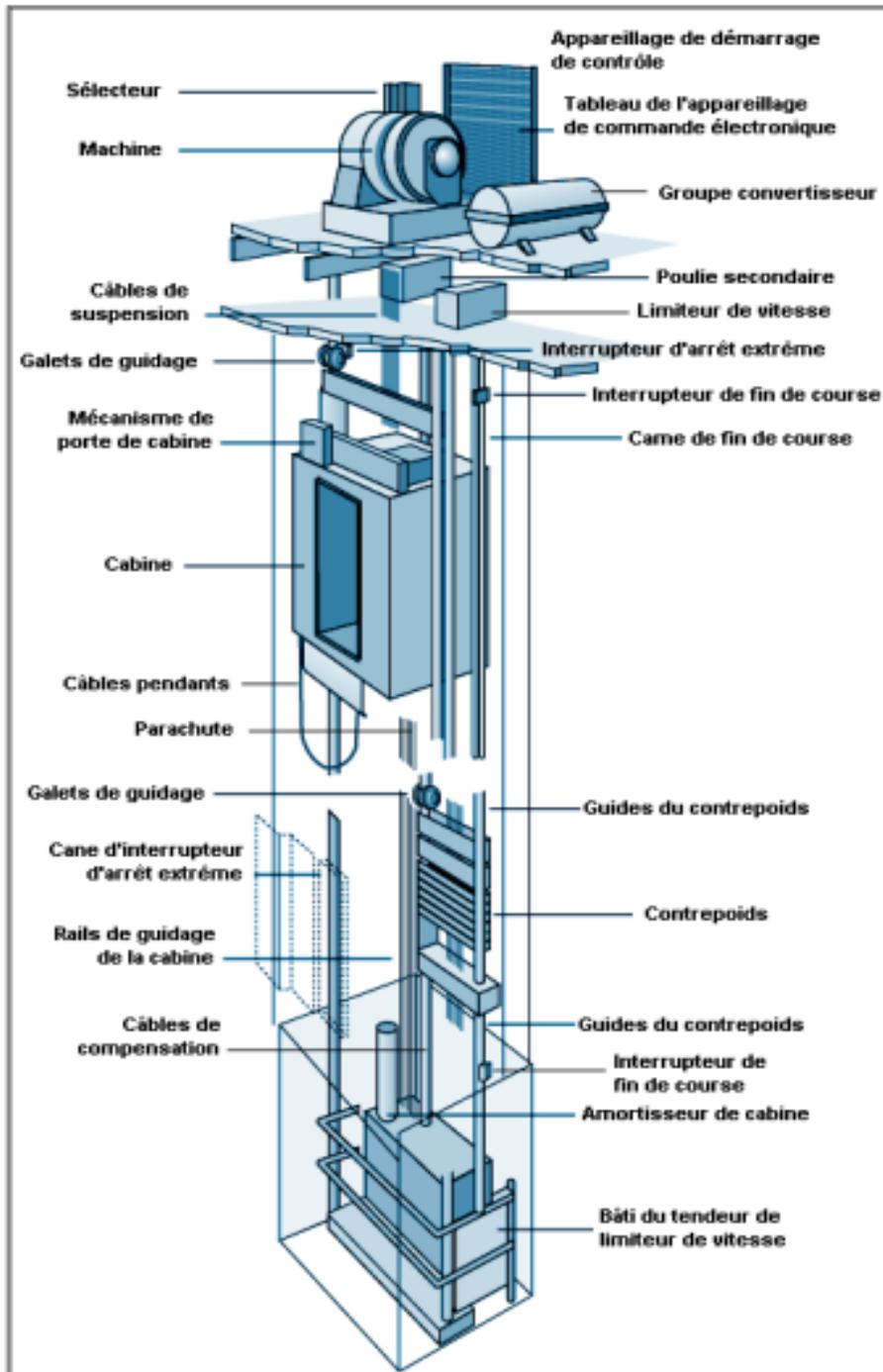


Figure3.12: Schéma descriptif d'un ascenseur mécanique

La dalle de l'ascenseur est un panneau rectangulaire de dimensions : (160x170) cm².

$$L_x = 160 \text{ cm} \quad ; \quad L_y = 170 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{170}{20} = 8.5 \text{ cm} ; \text{ soit } e = 20\text{cm}$$

Caractéristiques de l'ascenseur :

L_x : Largeur de l'ascenseur = 160 cm.

L_y : Longueur de l'ascenseur = 170 cm.

H: Hauteur de l'ascenseur = 220 cm.

D'après les recommandations techniques de fabrication de l'ascenseur :

F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.

P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.

D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.

$P_{personnes}$: La charge nominale est de 630kg.

La vitesse $V = 1 \text{ m/s}$.

Évaluation des charges :

Poids propre de la dalle et de revêtement (en béton de 5 cm) :

$$G_1 = 25 \times 0,20 + 22 \times 0,05 = 6,10 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la cuvette :

$$G_2 = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{160 \times 170} = 53.30 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

On a deux types de charges :

- Charge uniformément répartie due à : $G_1 + G_2 + Q$
- Charge concentrée due à : $P_m + D_m$

1 er cas : Charge uniformément répartie :

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times (6,10 + 53,30) + 1,5 \times 1 = 81,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{170} = 0,94 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans deux sens.}$$

$$\rho = 0,94 \text{ (Annexe E3 BAEL91)} \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,040 \\ \mu_y = 0,886 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,040 \times 81,69 \times 1,60^2 = 8,36 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y M_x = 0,886 \times 8,36 = 7,40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,7 M_0^x = 5,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,75 M_0^y = 5,55 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_0^x = -4,18 \text{ KN.m}$$

$$V_u^x = \frac{q_u L_x}{2} + \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{81,69 \times 1,60}{2} + \frac{1,70^4}{1,60^4 + 1,70^4} = 65,91 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u L_y}{2} + \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{81,69 \times 1,70}{2} + \frac{1,70^4}{1,60^4 + 1,70^4} = 69,87 \text{ KN}$$

A l'ELS

$$q_s = G + Q = 6,10 + 53,30 + 1 = 60,4 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,94 \quad ; \quad \mu_x = 0,040 \quad ; \quad \mu_y = 0,886$$

$$M_t^x = 5,85 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t^y = 5,55 \text{ KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = 4,18 \text{ KN.m}$$

Calcul de ferrailage :

La dalle de l'ascenseur est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Et le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de longueur dans les deux directions, et de 20 cm d'épaisseur.

A l'ELU :

Le tableau suivant résume le ferrailage de la dalle en travée et en appui.

$dx = 18 \text{ cm}$, $dy = 17 \text{ cm}$

		$M(KN.m)$	$A_{cal}(cm^2)$	A_{min}	$A_{adoptée}$	τ_u (MPa)
Travée	Sens x-x	5.85	1.12	2.17	4T10 =3,14	0,43 < $\bar{\tau}_u$
	Sens y-y	5.55	0.88		4T10 =3,14	
Appui		-4.18	0.75		4T10 =3,14	

Tableau 3.6: Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle de l'ascenseur.

Armatures de répartition : $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, on adopte $St = 33 \text{ cm}$

Vérification à l'ELS :

		$M(KN.m)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\bar{\sigma}_{bc}$	condition
Travée	Sens x-x	5.93	1.92	15MPa	Vérifiée
	Sens y-y	4.85	1.72		Vérifiée
Appui		-3.95	1.28		Vérifiée

Tableau 3.7: Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle de l'ascenseur.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^x}{M_a^x} = 0.12 > 0.069 \rightarrow \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^y}{M_d^y} = 0.11 > 0.075 \rightarrow (C.V)$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0017 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \rightarrow (C.V)$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

2^{ème} cas : Charge concentrée : (Abaques de Pigeaud)

La charge concentrée g est appliquée à la surface de la dalle sur une aire ($a_0 \times b_0$), elle agit uniformément sur une aire ($u \times v$) située sur le plan moyen de la dalle.

($a_0 \times b_0$) : Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

($u \times v$) : Surface d'impact.

$$h_1 = 20 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$u = L_x - h_1 = 140 \text{ cm}$$

$$v = L_y - h_1 = 150 \text{ cm}$$

$$a_0 = L_x - 2(h_1 + h_0) = 110 \text{ cm}$$

$$b_0 = L_y - 2(h_1 + h_0) = 120 \text{ cm}$$

✚ Calcul des sollicitations :

$$M_x = P(M_1 + vM_2)$$

$$M_y = P(M_2 + vM_1)$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\rho = 0,94 ; \frac{u}{L_x} = 0.87 \quad ; \quad \frac{v}{L_y} = 0.88 \quad ; \quad M_1 = 0.055 \quad ; \quad M_2 = 0.048$$

- Évaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$g = P_m + D_m + P_{\text{personnes}} = 15 + 51 + 6,3 = 72,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35g = 97,60 \text{ KN/m}, P_s = 72,3 \text{ KN/m}$$

A l'ELU :

$$M_{x1} = P_u M_1 = 5.36 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_u M_2 = 4.68 \text{ KN.m}$$

$$V_y^u = \frac{P_u}{3a_0} = 29.57 \text{ KN}$$

$$V_y^u = \frac{P_u}{3b_0} = 27.11 \text{ KN}$$

A l'ELS:

$$M_{x1} = P_s M_1 = 3.97 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = P_s M_2 = 3.47 \text{ KN.m}$$

$$V_y^u = \frac{P_s}{3a_0} = 21.90 \text{ KN}$$

$$V_y^u = \frac{P_s}{3b_0} = 20.08 \text{ KN}$$

- Évaluation des moments dus au poids propre de la dalle :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 6,10 + 1,5 \times 1 = 7,74 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 = 0.79 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_x = 0.21 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 6,10 + 1 = 7.10 \text{ KN/m}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 = 0.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_x = 0.15 \text{ KN.m}$$

✚ **Superposition des moments : Les moments agissants sur la dalle sont :**

A l'ELU :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.7 M_x = 4.30 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_x = -3.07 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.89 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = 3.66 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.69 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.7 M_x = 3.28 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_x = -2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_y = 2.71 \text{ KN.m}$$

✚ **Calcul de ferrailage :**

		M(KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{adoptée}	τ _u (MPa)
Travée	Sens x-x	4.30	0.74	2.17	4T10 = 3,14	0,18 < τ _u
	Sens y-y	3.66	0.60		4T10 = 3,14	
Appui		-3.07	0.49		4T10 = 3,14	

Tableau 3.8: Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELU de la dalle de l'ascenseur.

Armatures de répartition : $St \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$, on adopte $St = 33 \text{ cm}$

Vérification au poinçonnement : BAEL91 (art A5.2, 42)

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{1.5}$$

U_c : périmètre du rectangle d'impact

$$U_c = 2(u + v) = 580 \text{ cm}$$

$$P_u \leq 0.045 \times 580 \times 200 \times \frac{25}{1.5} = 870\,000 \text{ N} \rightarrow 870 \text{ KN}$$

$$P_u = 97.6 < 870 \text{ (C.V)}$$

Donc il n'y a pas risque de poinçonnement.

Vérification à l'ELS :

		$M(\text{KN.m})$	$\sigma_{bc}(\text{Mpa})$	$\overline{\sigma_{bc}}$	condition
Travée	Sens x-x	3.28	1.11	15MPA	Vérifiée
	Sens y-y	3.62	0.92		Vérifiée
Appui		-2.34	0.74		Vérifiée

Tableau.3.9: Récapitulatif des résultats de calcul à l'ELS de la dalle de l'ascenseur.

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^x}{M_a^x} = 0.12 > 0.069 \rightarrow \text{(C.V)}$$

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t^y}{M_a^y} = 0.11 > 0.075 \rightarrow \text{(C.V)}$$

$$\frac{A}{b.d} = 0.0017 < \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \rightarrow \text{(C.V)}$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

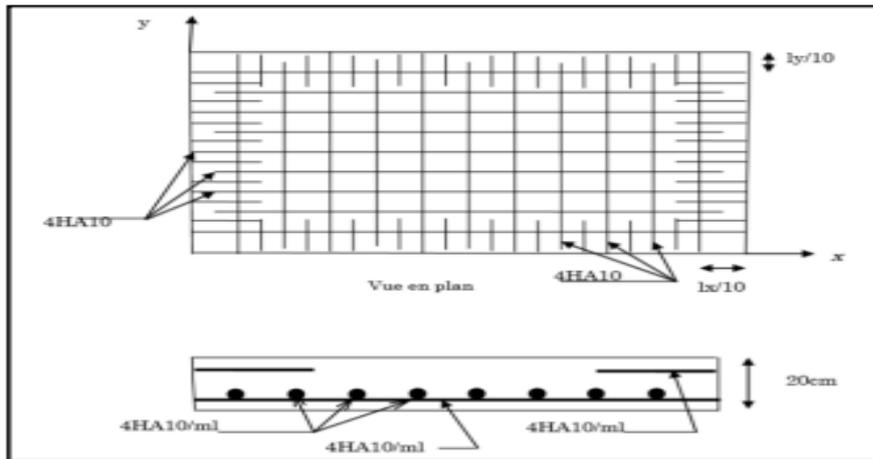


Figure 3.13: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

3.8 Conclusion :

La résistance de la structure dépend de la rigidité de chaque élément qui la constitué. L'étude des éléments non structuraux ou bien secondaires dans la structure a pour but d'assurer le confort et la sécurité des personnes.

CHAPITRE IV

Étude dynamique

Sommaire

- 4.1 Introduction**
- 4.2 Le but de l'étude sismique**
- 4.3 Etude sismique pour notre structure**
- 4.4 Résultats de l'analyse sismique**
- 4.5 Conclusion**

4.1 Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées

4.2 Le but de l'étude sismique :

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage

4.3 Etude sismique pour notre structure :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement en vigueur à savoir le « RPA99 modifié en 2003 ». Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

✓ Par méthodes statiques :

La méthode statique équivalente

✓ Par méthodes dynamiques :

La méthode d'analyse modale spectrale

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

D'après l'article 4.1.2 du RPA 99/VERSION 2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 1, groupe d'usage 2. Dans ce contexte, le calcul des forces sismiques se fera avec la méthode d'analyse modale spectrale qui est applicable sur tous les cas d'après les règles du RPA99 version 2003(article 4.1.3), en utilisant le logiciel de calcul des structures (Robot 2014).

4.3.1 La méthode modale spectrale : [L'article 4.3 RPA99/Version2003]

➤ Principe de la méthode

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

D'après le RPA 99 version 2003[L'article 4.13 RPA99/Version2003], l'action sismique est représentée par un spectre de réponse définit comme suit :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité donné par la formule suivante : **Q = 1 + ΣP_q**

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au [Tableau 4.4 RPA99/Version2003].

Les critères de qualité " q " à vérifier sont :

- Conditions minimales sur les files de contreventement.
- Redondance en plan.
- Régularité en plan.

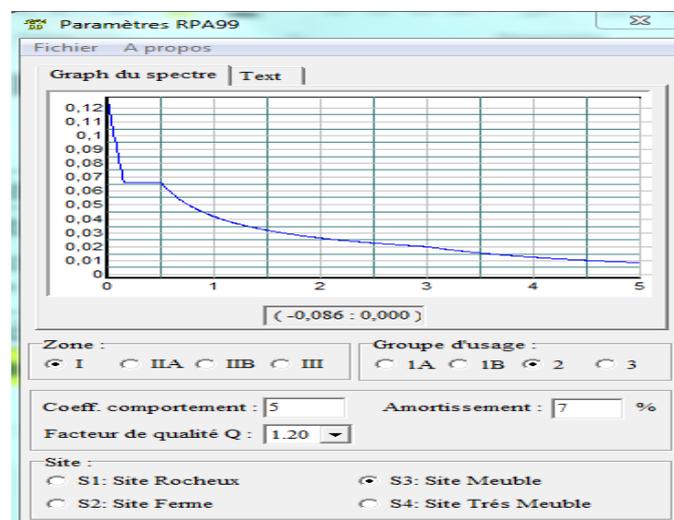
- Régularité en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux.
- Contrôle de la qualité de l'exécution

4.3.2 Détermination des paramètres du spectre de réponse (la structure étudiée):

Les caractéristiques	La valeur
Le coefficient d'accélération de zone " A "	donné par le tableau [Tableau 4.1 RPA99/Version2003] suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. notre structure est implantée et classée dans la zone sismique 1, groupe d'usage 2 → A=0.1
L'amortissement critique " ξ "	7% est donné par le tableau 4.2 RPA99/Version2003
Le facteur de correction d'amortissement " η "	$\eta = 0,88$
Le coefficient de comportement " R "	On suppose que notre structure est contreventée par des voiles et des portiques (contreventement mixte) et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux et horizontaux repris par les voiles et les portiques et avoir le résultat qui convient. $R = 5$
Catégorie du site	S3 (sol meuble)
périodes caractéristiques associées à la catégorie de site " T ₁ , T ₂ "	T ₁ = 0,15 s T ₂ = 0,5 s [Tableau 4.7 RPA99/Version2003]
Le facteur de qualité " Q "	Q = 1,2 (vérifier)

Tableau 4.1 : Les caractéristiques de notre spectre de réponse

Ce spectre de réponse sera définie par une application appelée RPA Version 2003 (comme est indiquée ci-dessous) :



4.3.3 Nombre de mode à considérer D'après [L'article 4.3.4 du RPA99/Version2003] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

→ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

→ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

Dans notre cas N=10 alors $K \geq 9.48$

Donc on prend : **K = 10** nombre de modes à considérer

4.3.4 Estimation de la période fondamentale de la structure

D'après [L'article 4.2.4 du RPA99/Version2003] :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

→ La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage. Dans notre cas : $C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA).

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

On a $h_N = 31.65$ m

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans notre cas :

$D_x = 31.75$ m

$D_y = 20$ m

$T_{(formule1)} = C_T h_N^{3/4}$	$T_{(formule1)} = 0.05 \times 31.65^{3/4} = 0.67 \text{ s}$
$T_x (formule2) = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}}$	$T_x (formule2) = \frac{0.09 \times 31.65}{\sqrt{31.75}} = 0.51 \text{ s}$
$T_y (formule2) = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}}$	$T_y (formule2) = \frac{0.09 \times 31.65}{\sqrt{20}} = 0.64 \text{ s}$
$T_x \text{ empirique} = \min (0.67 \text{ s} ; 0.51 \text{ s}) = 0,51 \text{ s}$ alors $T_x \text{ empirique majorée} = 1.3 T_x \text{ empirique} = 0.66$	
$T_y \text{ empirique} = \min (0.67 \text{ s} ; 0.64 \text{ s}) = 0,64 \text{ s}$ alors $T_y \text{ empirique majorée} = 1.3 T_y \text{ empirique} = 0.83$	

4.3.5 Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0.5 \text{ s}$ période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$D_x = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 \leq T_x = 0.51 \leq 3.0$	$D_x = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.51} \right)^{2/3} = 2.17$
$D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 \leq T_y = 0.64 \leq 3.0$	$D_y = 2.5 \times 0.88 \left(\frac{0.5}{0.64} \right)^{2/3} = 1.87$

4.4 Résultats de l'analyse sismique :

4.4.1 Modèle initial :

Étage	Eléments	
	Poteaux (cm ²)	Voiles (cm ²)
(R.D.C), 1, 2, étages	(50x50)	18 cm
3,4, 5 étages	(45x45)	
6,7, 8 étages	(40x40)	
9, étage	(30x30)	

Tableau 4.2 : Sections des poteaux et voiles de chaque niveau (Modèle initial).

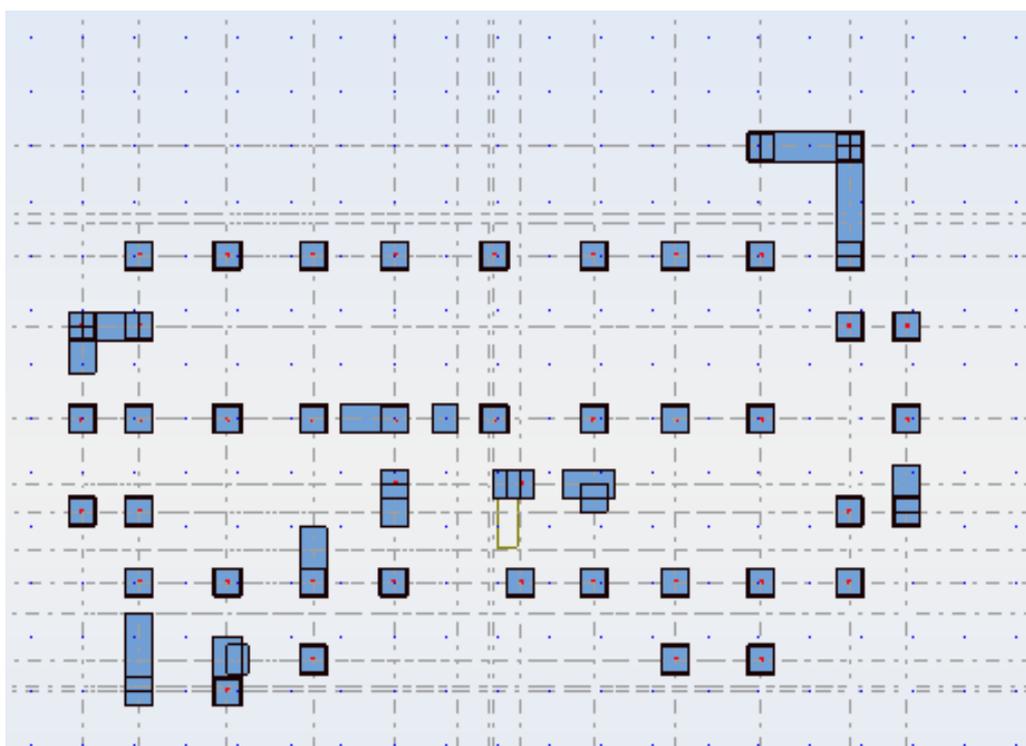


Figure 4.1 : disposition des voiles (Modèle initial)

✓ **Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :**

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des périodes et facteur de participations massique de chaque mode calculé par le logiciel Robot :

modes	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.94	67.14	0.01	67.14	0.01
2	0.79	0.22	67.32	67.36	67.33
3	0.56	3.37	2.70	70.72	70.03
4	0.28	13.36	0.08	84.08	70.11
5	0.23	0.33	14.69	84.41	84.80
6	0.14	0.93	1.46	85.34	86.26
7	0.14	5.92	0.18	91.26	86.43
8	0.11	0.30	5.51	91.56	91.94
9	0.09	2.65	0.05	94.21	91.99
10	0.07	0.20	2.34	94.41	94.33

Tableau 4.3 : Périodes et Facteurs de Participation Massique du Modèle Initial.

✓ **Interprétation des résultats :**

1. La période fondamentale de la structure $T_x = 0.94 \text{ sec} > 1.3 T_x \text{ empirique} = 0.66$ donc la structure est souple (flexible).
2. Le premier mode ($T_x = 0.94 \text{ sec}$) c'est un mode de translation avec masse modale participant 67.14
3. Le deuxième mode ($T_y = 0.79 \text{ sec}$) c'est un mode de translation avec masse modale participant 67.32
4. Le troisième mode ($T = 0.56 \text{ sec}$) c'est un mode de torsion.
5. Il faut 8 modes pour que la masse modale atteigne les 90 % suivant les deux directions (X-X) et (Y-Y).

La Solution :

A cause de ces résultats négatifs qu'on a découverts dans la 1ère disposition des voiles, on a cherché une autre disposition adéquate, qui permet de respecter les conditions préconisées par le RPA99/V2003 et aussi le plan d'architecture.

Pour rigidifier le bâtiment, il y a **trois solutions** simples :

- ✓ Rajouter des voiles supplémentaires.
- ✓ Changer leur disposition de tel sorte les rendre plus rigide.
- ✓ Augmenter les sections des portiques.

Donc on

- ✓ Rajouter des voiles supplémentaires.
- ✓ Changer leur disposition de tel sorte les rendre plus rigide.

4.4.2 Conception et analyse de la nouvelle variante :

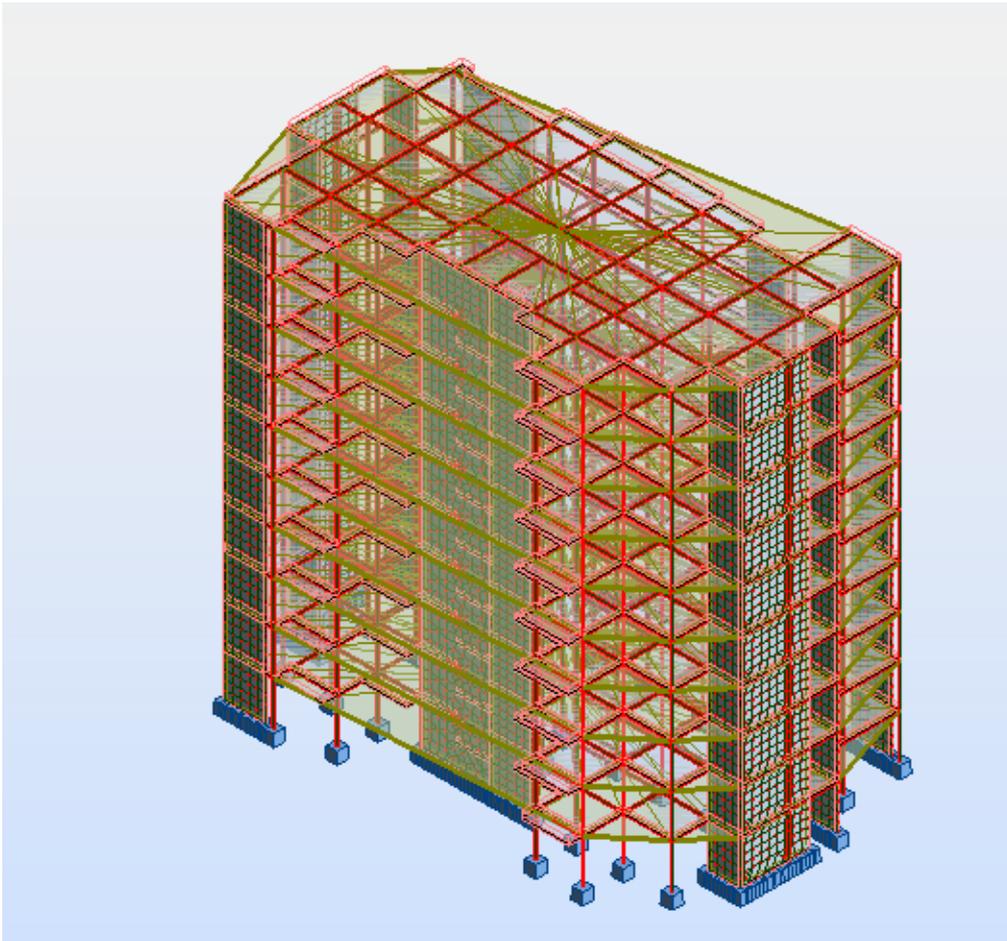


Figure 4.2 : Vue de la structure modélisée. (3d)

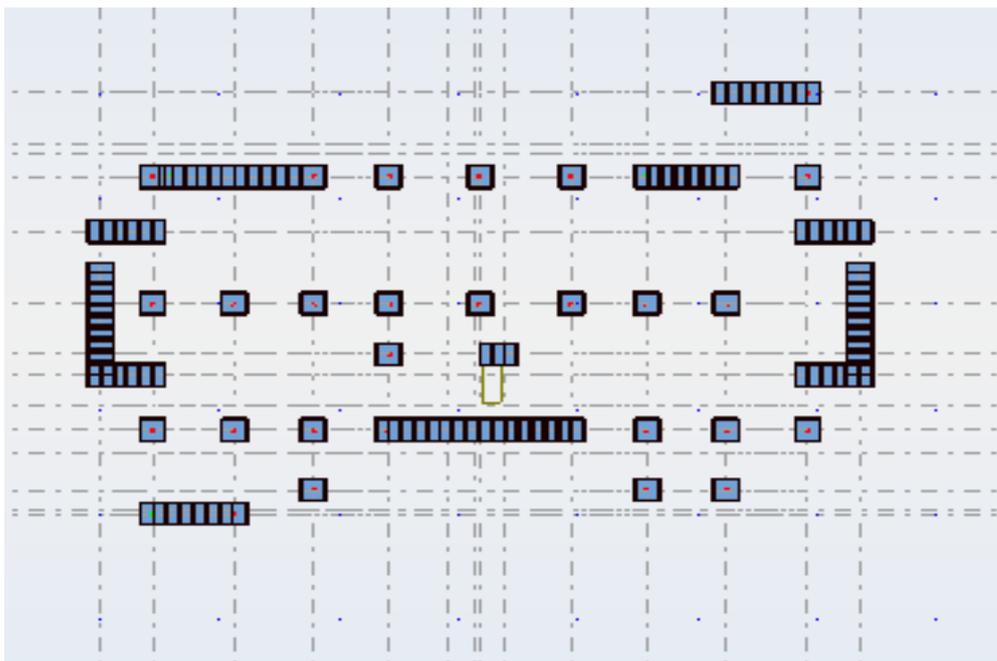


Figure 4.3 : disposition des voiles de la nouvelle variante.

❖ Résultats de l'analyse dynamique de la nouvelle variante selon ROBOT 2014 :

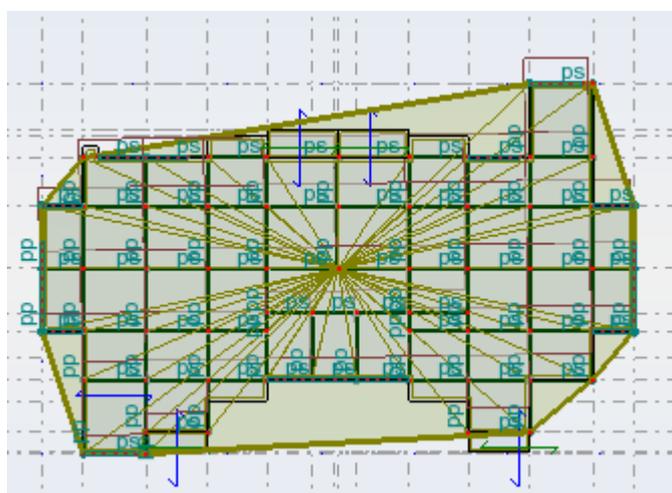
✓ Périodes et facteurs de participation modaux :

Les périodes propres et les formes propres de la structure proposée sont résumés dans le tableau ci -après :

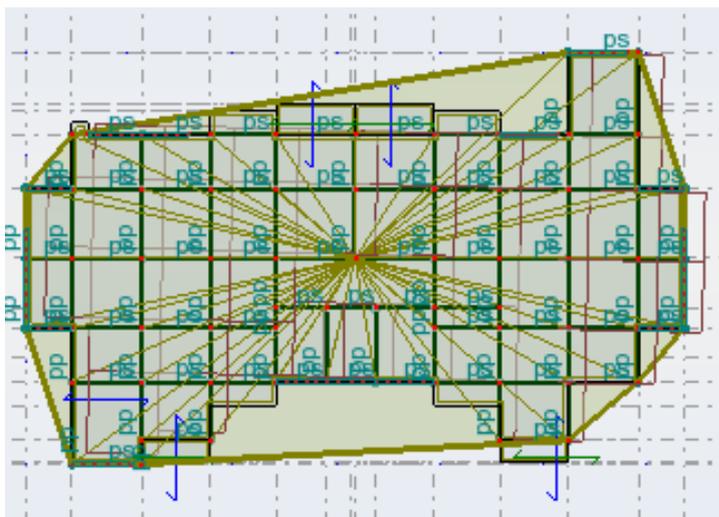
modes	Période [sec]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0.75	1.03	67.25	1.03	67.25
2	0.62	60.74	1.71	61.77	68.96
3	0.45	5.10	0.60	66.88	69.56
4	0.20	0.11	17.18	66.98	86.75
5	0.16	15.64	0.21	82.63	86.95
6	0.11	3.41	0.07	86.04	87.02
7	0.10	0.03	6.10	86.06	93.12
8	0.07	5.36	0.06	91.42	93.18
9	0.06	0.01	2.74	91.43	95.92
10	0.05	1.23	0.03	92.66	95.94

❖ Natures des trois modes :

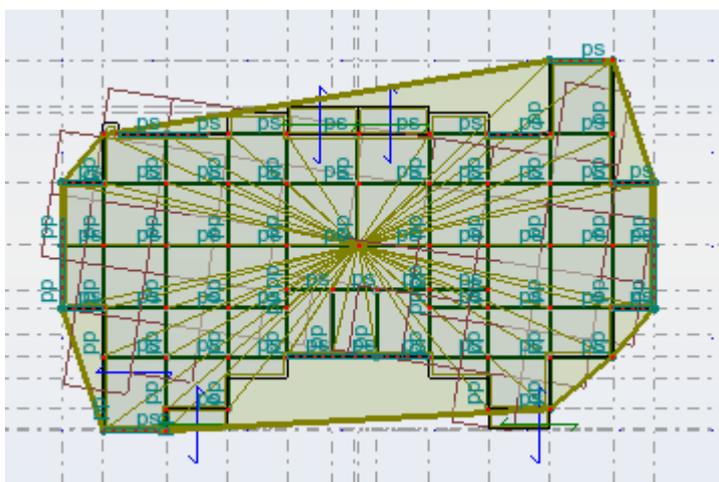
1ère mode : « translation -sens y »



2^{ème} mode : « translation –sens x »



3^{ème} mode : « torsion »



✓ **Les conditions que le RPA nous exige de vérifier :**

Avant de passer au ferrillage de la structure, le RPA nous exige de vérifier certaines conditions :

- a) Vérification de la période.
- b) Le pourcentage de participation de la masse modale.
- c) Justification du système de contreventement : (détermination du R)
- d) Vérification de l'effort tranchant à la base.
- e) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux
- f) justification vis-à-vis des déformations (vérification des déplacements inter-étages)
- g) inter-étages)
- h) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- i) Vérification de l'excentricité.

✚ Vérification le période fondamentale de la structure :

➤ Sens X-X :

T_x analytique	T_x empirique	T_x empirique majorée	Observation
0.62	0.51	0.66	$0.51 < 0.62 < 0.66$ la condition est vérifiée

➤ Sens Y-Y :

T_y analytique	T_y empirique	T_y empirique majorée	Observation
0.75	0.64	0.83	$0.64 < 0.75 < 0.83$ la condition est vérifiée

✚ Interprétation :

- 1er mode est une translation suivant yy' : $U_y = 67.25 \% > 50\%$ (Condition vérifiée).
- 2ème mode est une translation suivant xx' : $U_x = 60.74 \% > 50\%$ (Condition vérifiée).
- 3ème mode est une rotation suivant zz'

✚ Le pourcentage de participation de la masse modale.

D'après les résultats obtenus, la participation massique atteint les 90% à partir du 7ème mode suivant y-y et à partir du 8ème mode suivant y-y, on doit retenir les 8 premiers modes :

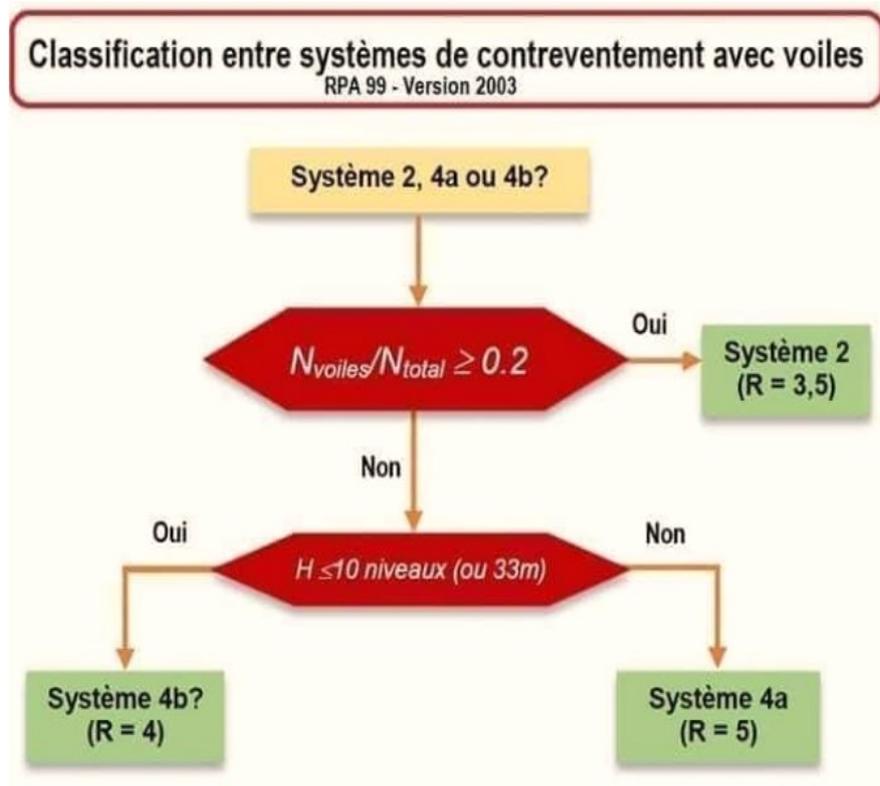
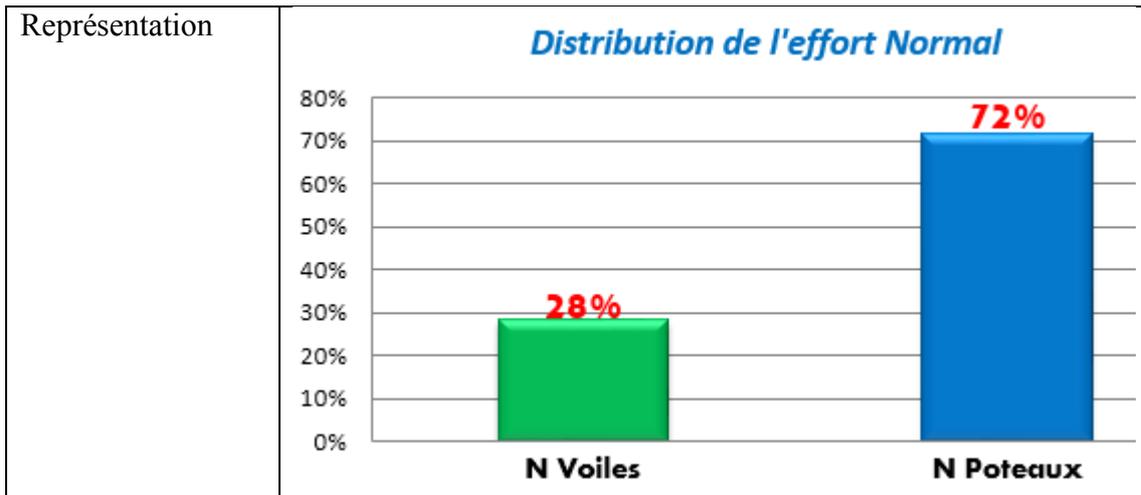
- SumUX = 91.42 % > 90 %
- SumUY = 93.18% > 90 %

✚ Justification du système de contreventement : (détermination du R)

D'après [L'article 3.4 du RPA99/Version2003], pour le choix du système de contreventement et déterminer le coefficient de comportement R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales repris par les portiques et les voiles, les résultats obtenus sont illustrés dans les tableaux ci-dessous :

⇒ **Sous charges verticales :**

	Fz	
	KN	%
poteaux	-173411,91	71.77 %
Voiles	-68182,05	28.22 %
Totale	-241593,96	100.00%



Conclusion 2 : Puisque les voiles reprennent 28.22. % des sollicitations dues aux charges verticales. Donc d'après [L'article 3.4 du RPA99/Version2003], le système de contreventement de la structure est : voile porteur en béton arme, d'où : le coefficient de comportement est : **R = 3,5**

Alors : On doit redéfinir notre spectre de réponse avec **R = 3,5**, et on doit refaire toute l'analyse sismique sur le Robot selon les mêmes étapes précédentes, et lancer les calculs de nouveau donc on aura les nouveaux résultats.

✚ **Vérification de l'effort tranchant à la base :**

Poids total W_i	45066,24 KN
-------------------	-------------

Sens	A	R	D	Q
Longitudinal (XX)	0.1	3.5	2.17	1.2
Transversal (YY)	0.1	3.5	1.87	1.2

D'après l'Art4.3.6 du *R.P.A 99/2003*, la résultante des forces sismique à la base V_{logiciel} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_t > 0,8 V.$$

	L'effort tranchant (KN)	0.8V (KN)	V_{logiciel} (KN)	$V_{\text{logiciel}} > 0,8 V$
Sens X-X	$V_x = \frac{AD_x Q_x}{R} w$ 3352,93	2682,34	2703,13	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{AD_y Q_y}{R} w$ 2889,39	2311,51	2348,18	Condition vérifiée

Tableau 4.4 : Vérification de la force sismique à la base

✚ **Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

RPA99/Version2003 Art7.1.3.3

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : la section brute du poteau

f_{c28} : la résistance du béton à 28 jours

Poteaux	Nd (N)	Bc (mm ²)	Bcf _{c28} (MPa)	V	$v \leq 0,30$
ET09	193040	90000	2250000	0.09	Cv
ET08	368040	160000	4000000	0.09	Cv
ET07	546170	160000	4000000	0.14	Cv
ET06	726440	160000	4000000	0.18	Cv
ET05	911630	202500	5 062 500	0.18	Cv
ET04	1098700	202500	5 062 500	0.22	Cv
ET03	1289590	202500	5 062 500	0.25	Cv
ET02	1485410	250000	6 250 000	0.24	Cv
ET01	1685830	250000	6 250 000	0.27	Cv
RDC	1890200	250000	6 250 000	0.30	Cv

Commentaire : La vérification de l'effort normal réduit est vérifiée pour tous les poteaux

✚ Justification vis-à-vis des déformations (vérification des déplacements inter-étages)

D'après [L'article 5.10 du RPA99/Version2003] : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

D'après [L'article 4.43 du RPA99/Version2003] :

→ Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).
- R : coefficient de comportement.

→ Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'où :

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	δ_{ek} (cm)	$ \delta_k - \delta_{k-1} $ (cm)	1% h_e (cm)	Observation
ET09	4.0	0.5	3.06	Cv
ET08	3.5	0.5	3.06	Cv
ET07	3.0	0.5	3.06	Cv
ET06	2.5	0.5	3.06	Cv
ET05	2.0	0.5	3.06	Cv
ET04	1.6	0.5	3.06	Cv
ET03	1.1	0.4	3.06	Cv
ET02	0.7	0.3	3.06	Cv
ET01	0.4	0.2	3.06	Cv
RDC	0.1	0.1	3.06	Cv

Niveau	δ_{ek} (cm)	$ \delta_k - \delta_{k-1} $ (cm)	1% h_e (cm)	Observation
ET09	4.9	0.5	3.06	Cv
ET08	4.4	0.5	3.06	Cv
ET07	3.8	0.6	3.06	Cv
ET06	3.3	0.6	3.06	Cv
ET05	2.7	0.6	3.06	Cv
ET04	2.1	0.6	3.06	Cv
ET03	1.5	0.5	3.06	Cv
ET02	1	0.5	3.06	Cv
ET01	0.5	0.4	3.06	Cv
RDC	0.2	0.2	3.06	Cv

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

Remarque : Nous n'avons pas introduit la valeur du coefficient de comportement R lors du calcul des déplacements, car elle est déjà prise en compte dans le logiciel lors de la modélisation (nous avons spécifié le type de contreventement).

✚ Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta: RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63) :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

- P_k** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus du niveau k.
- Δ_k**: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.
- V_k**: Effort tranchant d'étage au niveau k.
- h_k**: Hauteur de l'étage k

Etage	W (KN)	P _k [kn]	Δ _k [m]	V _x [kn]	h _k [m]	Θ _x	≤ 0.1
9	4423,8438	4423,8438	0.005	597,82	3.06	0,0121	CV
8	4438,5491	8862,3929	0.005	1069,86	3.06	0,0135	CV
7	4462,4509	13324,8438	0.005	1451,40	3.06	0,0150	CV
6	4462,4509	17787,2947	0.005	1766,99	3.06	0,0164	CV
5	4608,8370	22396,1317	0.005	2036,55	3.06	0,0180	CV
4	4608,8370	27004,9687	0.005	2257,74	3.06	0,0195	CV
3	4608,8370	31613,8057	0.004	2433,04	3.06	0,0170	CV
2	4772,3136	36386,1193	0.003	2571,89	3.06	0,0139	CV
1	4772,4449	41158,5642	0.002	2665,68	3.06	0,0101	CV
RDC	4796,2154	45954,7796	0.001	2703,13	3.06	0,0056	CV

Tableau 4.5 : Vérification de l'effet P-Δ suivant X-X

Etage	W (KN)	Pk [kn]	Δ_k [m]	V_y [kn]	h_k [m]	Θ_y	≤ 0.1
9	4423,8438	4423,8438	0,005	517,87	3.06	0,0140	CV
8	4438,5491	8862,3929	0,005	912,54	3.06	0,0159	CV
7	4462,4509	13324,8438	0,006	1231,02	3.06	0,0212	CV
6	4462,4509	17787,2947	0,006	1495,28	3.06	0,0233	CV
5	4608,8370	22396,1317	0,006	1720,51	3.06	0,0255	CV
4	4608,8370	27004,9687	0,006	1914,94	3.06	0,0277	CV
3	4608,8370	31613,8057	0,005	2076,71	3.06	0,0249	CV
2	4772,3136	36386,1193	0,005	2206,59	3.06	0,0269	CV
1	4772,4449	41158,5642	0,004	2303,08	3.06	0,0234	CV
RDC	4796,2154	45954,7796	0,002	2348,18	3.06	0,0128	CV

Tableau 4.6: Vérification de l'effet P- Δ suivant Y-Y

Interprétation : On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à **0,1**. Les effets du second ordre peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre structure.

✚ Vérification de l'excentricité :

D'après le RPA 99 /version 2003 (article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) **égale à $\pm 0,05L$** . (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction

$$E_x = |X_{CM} - X_{CR}| \leq 5\% L_x$$

$$E_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \leq 5\% L_y$$

Avec

CM : le centre de masse

CR : le centre de torsion

Les valeurs de CM et CR sont données par logiciel robot

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

	X_{CM} (m)	X_{CR} (m)	$ X_{CM} - CR $ (m)	5% L_X (m)	Y_{CM} (m)	Y_{CR} (m)	$ Y_{CM} - CR $ (m)	5% L_Y (m)	Observation
Rdc	15,90	15,87	0,03	1.59	9,61	9,98	0,37	1	Cv
01	15,89	15,87	0,02	1.59	9,62	9,98	0,36	1	Cv
02	15,89	15,87	0,02	1.59	9,62	9,98	0,36	1	Cv
03	15,90	15,87	0,03	1.59	9,63	9,99	0,36	1	Cv
04	15,90	15,87	0,03	1.59	9,63	9,99	0,36	1	Cv
05	15,90	15,87	0,03	1.59	9,63	9,99	0,36	1	Cv
06	15,90	15,87	0,03	1.59	9,64	9,99	0,35	1	Cv
07	15,90	15,87	0,03	1.59	9,64	9,99	0,35	1	Cv
08	15,90	15,87	0,03	1.59	9,65	9,99	0,34	1	Cv
09	15,92	15,87	0,05	1.59	9,66	10,00	0,34	1	Cv

Tableau 4.7 : Vérification de l'excentricité

4.5 Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- Le pourcentage de participation de la masse modale est vérifié.
- L'effort tranchant à la base est vérifié
- L'effort normal réduit dans les poteaux est vérifié
- Les déplacements inter-étages sont vérifiés
- L'effet P-Delta est vérifié
- L'excentricité est vérifiée

Après avoir effectuée toutes les vérifications de RPA, on peut passer au ferrailage des éléments Structuraux.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

Sommaire

- 5.1 Ferrailage des poteaux
- 5.2 Ferrailage des poutres
- 5.3 Ferrailage des voiles

5.1 Ferrailage des poteaux :

5.1.1 Introduction :

Les éléments principaux, sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismique, ainsi qu'aux actions dues aux charges permanentes et les charges d'exploitation. Le ferrailage de ces éléments doit être calculé de manière à résister les combinaisons de différentes actions, en considérant le cas le plus défavorable.

Les réglementations en vigueur « BAEL91et RPA99 » nous dictent un certain nombre de combinaison avec lesquelles nous allons travailler.

5.1.2 Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
<ul style="list-style-type: none"> • Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. • Le diamètre minimal est de 12 mm • La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_L$ (zone I). • La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I. • Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement 			
Pourcentage total maximum :	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage minimal d'aciers est de 0,8% de la section du béton ($0,8\% bh$).		
Résultats			
Section	0,8% b h (cm ²)	4% b h (cm ²)	6% b h (cm ²)
Poteaux 50*50	20	100	150
Poteaux 45*45	16.2	81	121.5
Poteaux 40*40	12,8	64	96
Poteaux 30*30	9,8	49	73,5

Tableau 5.1 : les recommandations du RPA.

5.1.3 Hypothèse de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

- 1,35G+1,5Q → à l'ELU. G+Q → à l'ELS
 G+Q±E → RPA99 révisée 2003. 0,8G±E → RPA99 révisée 2003.

5.1.4 Calcul de ferrailage (flexion composée) :

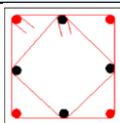
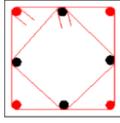
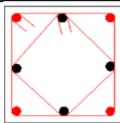
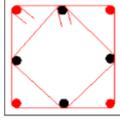
Section	sens	Combinaison	N	M	C	d	A _{sup}	A _{inf}	Choix armatures	A _{adoptée}	A _{min}	Schéma de ferrailage
50*50	SENS X-X	ELU	2573.14	55.70	3	47	0.00	0.00	8HA25 +4HA20	51.84	17.5	
		0,8G+Ey	1487.77	41.66	3	47	5	11.72				
		G+Q+Ex	1890.17	64.13	3	47	0.00	0.00				
	SENS Y-Y	ELU	49.98	105.00	3	47	0.00	0.00				
		0,8G+Ey	64.54	53.73	3	47	6.12	11.89				
		G+Q+Ey	128.70	75.90	3	47	0.00	0.00				
45*45	SENS X-X	ELU	1754.09	1.45	3	42	0.00	0.00	4HA20 +4HA16	20,59cm ²	14.1 7	
		0,8G+Ey	863.73	2.15	3	42	6.82	7.12				
		G+Q+Ex	1289.57	2.04	3	42	0.00	0.00				
	SENS Y-Y	ELU	44.83	34.03	3	42	0.00	0.00				
		0,8G+Ey	27.01	10.20	3	42	6.54	7.20				
		G+Q+Ey	54.23	19.01	3	42	0.00	0.00				
40*40	SENS X-X	ELU	989.18	1.24	3	37	0.00	0.00	4HA16 +4HA14	14,19cm ²	11.2	
		0,8G+Ey	492.88	1.92	3	37	2.73	2.94				
		G+Q+Ex	726.42	2.24	3	37	0.00	0.00				
	SENS Y-Y	ELU	49.98	40.63	3	37	0.00	0.00				
		0,8G+Ey	48.42	11.25	3	37	2.63	3.05				
		G+Q+Ey	49.04	22.53	3	37	0.00	0.00				
30*30	SENS X-X	ELU	262.93	-4.91	3	27	0.00	0.00	4HA14 +4HA12	10,68cm ²	6.3	
		0,8G+Ex	137.88	1.32	3	27	0.50	0.56				
		G+Q+Ey	191.82	2.18	3	27	0.00	0.00				
	SENS Y-Y	ELU	43.11	31.63	3	27	0.00	0.00				
		0,8G+Ey	30.70	9.05	3	27	0.43	0.67				
		G+Q+Ey	25.95	19.19	3	27	0.00	0.00				

Tableau 5.2 : Résultats de ferrailage des poteaux à ELU.

5.1.5 Vérifications à l'ELU :

➤ Les armatures transversales :

1) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99).

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \qquad \phi_t = 8\text{mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Ø8.

Soit ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$).

2) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)
$S_t \leq \min \{15\phi_l^{\min} ; 40\text{cm} ; (a + 10) \text{ cm}\} \quad S_t \leq \min \{15 * 1,2 ; 40\text{cm} ; (30 + 10)\text{cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 18\text{cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$
Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)
En zone courante (pour zone I) : $S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 * 1, 2\} = 18\text{cm}$ $S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit: } S_t = 15\text{cm.}$ En zone nodal (pour zone I) : $S_t \leq \min \{15\text{cm} ; 10\phi_l^{\min}\} = \min \{15 ; 10 * 1, 2\} = \min \{15 ; 12\} = 12\text{cm}$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t. b_1$

Si $\lambda_g \leq 3$ $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t. b_1$

Si $3 < \lambda_g \leq 5$interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

l_f : longueur de flambement du poteau. $l_f = 0,7 l_0$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Poteau	Hauteur	L_f	λ_g	$A_t^{\min} = 0,3\% S_t. b_1$	A_{adopte}	Observation
50*50	3.06	2.142	4.28	2.25	2,01	Condition vérifiée
45*45	3.06	2.142	4.75	2.02	2,01	Condition vérifiée
40*40	3.06	2.142	5.35	1.8	2,01	Condition vérifiée
30*30	3.06	2.142	7.13	1.35	2,01	Condition vérifiée

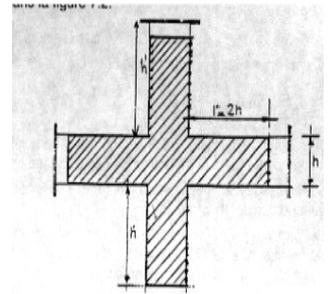
Tableau 5.3 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.

$$h' = \text{Max} (he/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1})$$

he : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.



	h	h'
Poteau (50*50)	3.06	$h' = \text{Max} = \left(\frac{306-30}{6} \cdot 50 \cdot 50 \cdot 60\right) = 60\text{cm}$
Poteau (45*45)	3.06	$h' = \text{Max} = \left(\frac{306-30}{6} \cdot 45 \cdot 45 \cdot 60\right) = 60\text{cm}$
Poteau (40*40)	3.06	$h' = \text{Max} = \left(\frac{306-30}{6} \cdot 40 \cdot 40 \cdot 60\right) = 60\text{cm}$
Poteau (35*35)	3.06	$h' = \text{Max} = \left(\frac{306-30}{6} \cdot 30 \cdot 30 \cdot 60\right) = 60\text{cm}$

Tableau 5.4 : Détermination de la zone nodale.

➤ **La longueur minimale des recouvrements est de :**

Pour la zone I : $L_r = 40\Phi$

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
$L_r = 40 \times 2 = 80\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,6 = 64\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,4 = 56\text{cm}$	$L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_b \times f_{c28}$$

Avec : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075 \rightarrow \overline{\tau_{bu}} = 1,875 \text{ MPa.}$

Poteau	he	b=h	$\lambda_g \geq 5$	D	T_u	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\overline{\tau_{bu}}$
50*50	3.06	0.50	4.28	0.47	72	0.028	1,875
45*45	3.06	0.45	4.75	0.42	33	0.016	1,875
40*40	3.06	0.40	5.35	0.37	47	0.029	1,875
30*30	3.06	0.30	7.13	0.27	46	0.051	1,875

Tableau 5.5 : Vérification des contraintes tangentielles.

5.1.6 Vérifications à l'ELS :

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton σ_{bc} et dans les aciers σ_{st} sont au plus égales aux contraintes admissibles $\overline{\sigma}_{bc}$ et $\overline{\sigma}_{st}$.

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPA.}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPA.}$$

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	σ_{bs}	σ_{ss}	σ_{bi}	σ_{si}	Obs
50*50	$N_{\min}=60,94$	$M_{\max}=0,625$	2,50	21	1,30	18,7	CV
	$N_{\max}=755,9$	$M_{\min}=3,54$	6,32	89,6	3,8	65,6	CV
	$N_{\text{cor}}=585,95$	$M_{\text{cor}}=13,728$	3,83	51,56	3,44	34,1	CV
45*45	$N_{\min}=8,06$	$M_{\max}=7,242$	0,20	1,70	0,30	0,31	CV
	$N_{\max}=372,11$	$M_{\min}=9,825$	4,55	62,9	3,23	37,3	CV
	$N_{\text{cor}}=83,58$	$M_{\text{cor}}=21,109$	4,7	49,1	0	56,8	CV
40*40	$N_{\min}=150,69$	$M_{\max}=2,209$	1,43	6,34	0	-7,73	CV
	$N_{\max}=1026,41$	$M_{\min}=5,732$	5,74	67,7	3,40	54,9	CV
	$N_{\text{cor}}=408,06$	$M_{\text{cor}}=28,99$	5,9	63,2	0	-170,1	CV
35*35	$N_{\min}=15.79$	$M_{\min}=3.59$	16.64	7.43	15.51	14.27	CV
	$N_{\max}=192.43$	$M_{\max}=2.27$	174	20	349	161	CV
	$N_{\text{cor}}= 20$	$M_{\text{cor}}=17$	16.64	7.43	15.51	14.27	CV

Tableau 5.6: Vérification des contraintes a ELS.

Conclusion : Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

5.2 Ferrailage des poutres :

5.2.1 Introduction :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

5.2.2 Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
<ul style="list-style-type: none"> Le diamètre minimal est de 12mm. La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone I. L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud. 			
Pourcentage total maximum :	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{\max}=4\% b h$ en zone courante. $A_{\max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.		
Pourcentage total minimum :	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. $A_{\min} = 0,5\% b h$		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm²)	4% b h (cm²)	6% b h (cm²)
Poutre principale 30*40	6	48	72
Poutre secondaire 30*35	5.25	42	69

Tableau 5.7 : les recommandations du RPA.

5.2.3 Hypothèse de calcul :

Le ferrailage des poutres se fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion)

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$1.35G+1.5Q \rightarrow$ à l'ELU. $G+Q \rightarrow$ à l'ELS

$G+Q\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003. $0.8G\pm E \rightarrow$ RPA99 révisée 2003

5.2.4 Calcul de ferrailage :

1. Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple):

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \quad \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4 \alpha$

Les résultats de ferrailage à ELU se résument dans le tableau suivant :

		M	d	μ	μ_l	obs	α	β	A_t (cm ²)	A_{min}	Choix armatures	A_{adp}
Poutre principale 30*40	En travée	55.70	37	0.095	0,392	CV	0.125	0.95	4.55	6	3HA14 +2HA12	6,88
	À l'appui	197	37	0.337	0,392	CV	0.536	0.78	5.18	6	3HA12 +3HA14	8,01
Poutre secondaire 30*35	En travée	43.90	32	0.100	0,392	CV	0.131	0.94	4.19	5.25	3HA14 +2HA12	6,88
	À l'appui	170	32	0.389	0,392	CV	0.661	0.73	6.91	5.25	3HA12 +3HA14	8,01

Tableau 5.8: Résultats de ferrailage des poutres à ELU.

2. Calcul des armatures transversales :

a) Diamètre des armatures transversales :(Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2\right) = (1 ; 3 ; 1.2) = 1 \text{ cm.}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

b) La section d'armature transversale :

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

c) Espacement des armatures transversales :

Selon le BAEL 99 : $S_t < \min (0,9 d ; 40 \text{ cm})$	
$S_t < (0,9 \times 37 ; 40 \text{ cm}) = (33 ; 40 \text{ cm})$	$S_t = 30$
D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)	
Zone nodale :	$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} \cdot 12\phi_l \right)$
$S_t \leq \min \left(\frac{30}{4} \cdot 12 \times 1,2 \right) = (7, ; 14,4) = 7,5 \text{ cm}$	$S_t = 8 \text{ cm}$
Zone courante :	$S_t \leq \left(\frac{h}{2} \right)$
$S_t \leq \left(\frac{30}{2} \right) = 15$	$S_t = 15 \text{ cm}$

Conclusion :

$S_t = 8 \text{ cm}$ à la zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ à la zone courante.

d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

- *Poutre principale* : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 40 = 1,8 \text{ cm}^2$
- *Poutre secondaire* : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

e) Délimitation de la zone nodale :

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale L' est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principal	Poutre secondaire
$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$	$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

5.2.4 Vérifications à L'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		
	A_{min}	Observation
Poutres principales	$\frac{0,23 \cdot 30 \cdot 32 \cdot 2,1}{400} = 1,15$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}}$
Poutres secondaire		Condition vérifiée.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :**

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \{0, 20 ; \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\}$			
Fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{3, 33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}\}$		=3,33MPa
/	T_{max}	τ_u	Observation
Poutre principales	269	0.242	Condition vérifiée
Poutre secondaire	597	0.621	Condition vérifiée

➤ **Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):**

$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a.b$ avec : $a=0,9*d$			
	T_{max}	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a.b$	Observation
Poutre principales	269	868.69	Condition vérifiée.
Poutre secondaires	597	751.30	Condition vérifiée.

➤ **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :**

$A_s > (T_{max} - \frac{M_{max}}{0.9 d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$				
Poutre	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$(T_u - \frac{M_u}{0.9 d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	Observation
Principale	269	197	0.98	CV
Secondaire	597	190.7	2.21	CV

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1.3/BAEL99) :**

		Ferrailage	V_u^{max}	τ_{max}	τ_{adm}	Obc
P-P	En travée	3HA14 +2HA12	269	0.24	3,33	CV
	En appuis	3HA14 +2HA12		0.24		
P-S	En travée	3HA14 +2HA12	597	0.62	3,33	CV
	En appuis	3HA14 +2HA12		0.62		

➤ **Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99)**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

Avec : $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \times 1.52 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$

- Pour $\phi 14$: $L_s = 49,42 \text{ cm}$

Soit : $L_s = 50 \text{ cm}$.

- Pour $\phi 12$: $L_s = 42,36 \text{ cm}$

Soit : $L_s = 45 \text{ cm}$.

Le règlement **BAEL99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet " L_c " est au moins égale à $0.4L_s$

- Pour $\phi 14$: $L_c = 20 \text{ cm}$.

- Pour $\phi 12$: $L_c = 18 \text{ cm}$.

5.2.5 Vérifications à L'ELS :

➤ **Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

➤ **Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$ et $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$; $K_1 = 15 \times \frac{1-\alpha}{\alpha}$

Poutre	M _{smax}	A adopté	ρ ₁	β ₁	k ₁	σ _s [Mpa]	σ _{bc}	σ _{bc} ^{bar}	Obs
Principale	41.57	6,88	0.688	0.879	10.5	106.42	10.13	15	Cv
	55.70	8,01	0.801	0.117	12.98	156.6	12.06	15	Cv
Secondaire	30.15	6,88	0.796	0.853	9.50	135.18	14.22	15	Cv
	40.42	8,01	0.927	0.114	11.69	163.18	13.95	15	Cv

Tableau 5.9 : Vérification des contraintes à ELS.

➤ **Présentation du ferrailage des poutres :**

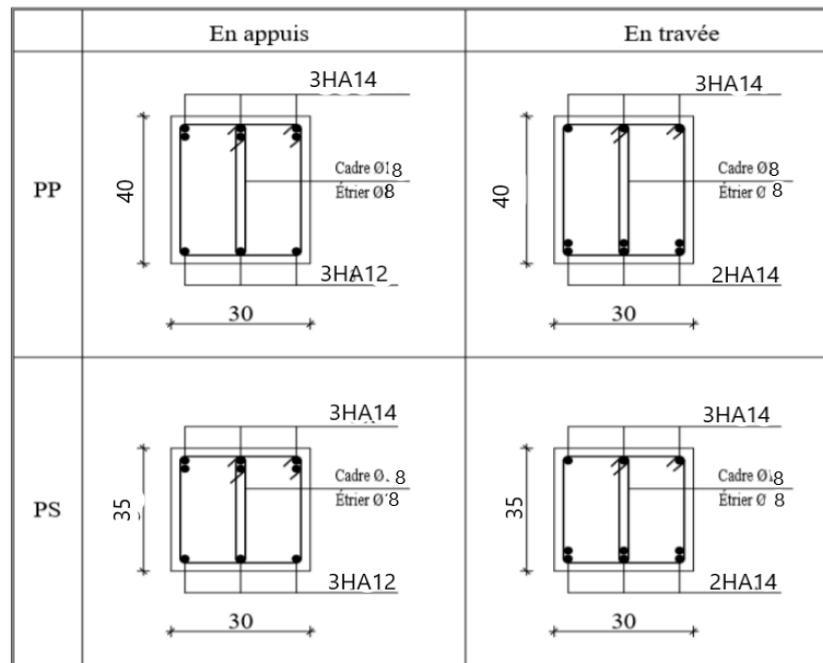


Figure 5.1 : Section de ferrailage des poutres .

5.3 Ferrailage des voiles :

5.3.1 Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant 18 m de hauteur dans la zone I. Les voiles sont considérés comme des consoles encastree saleur base, leurs des de rupture sont :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G+Q \pm E$
- 3) $0.8G \pm E$

Pourquoi on utilise les murs voiles ?

Les murs voiles sont couramment utilisés dans les édifices élancés en béton armé, compte tenu de leur comportement, considéré grande rigidité en plan contribue à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs.

5.3.2 Calcul des voiles :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

- Pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante 0.10%.

- Les longueurs des recouvrements doivent être égales : $L_r = 50\Phi$

(1) Vérification du pourcentage d'armature :

Selon RPA99version 2003, le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

- 0.2 %, section verticale.
- 0.15 % globalement dans la section du voile, section horizontale et verticale.
- 0.10 % en zone courante, section verticale et horizontale. Concernant les armatures transversales (de cerces), elles sont calculées d'après la formule suivant : $= A_2$
- D'après le RPA99, la section minimale d'armature : $= 0.15\% b.h$
- D'après le BAEL91, la section minimale d'armature : $A_{min} = 0.5\% bh$

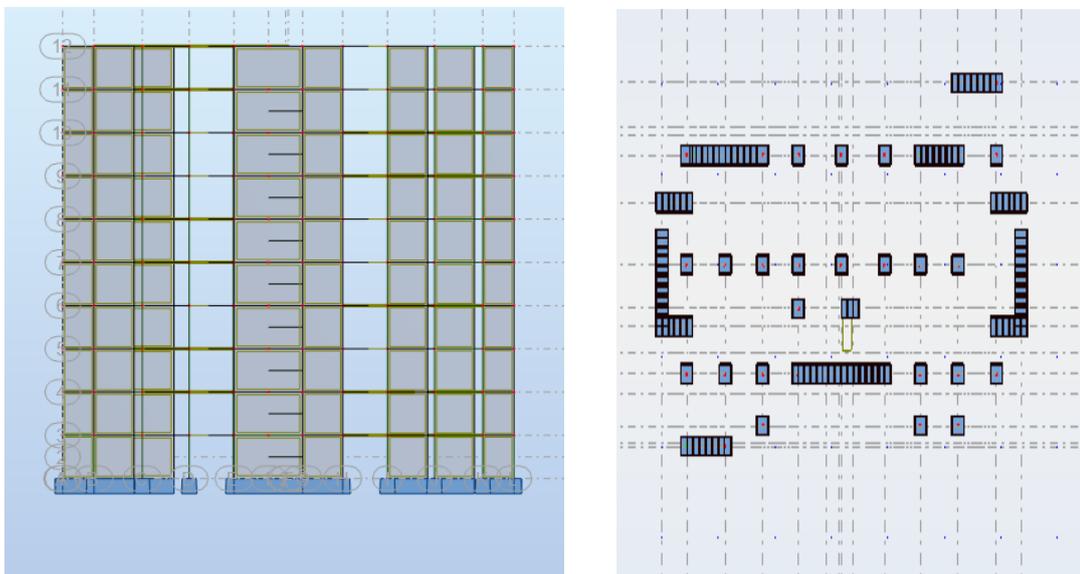


Figure 5.1: Disposition des voiles.

Le tableau se dessous représentée les sollicitations obtenues dans le ROBOT 2014 :

Niveau	Combinaisons	F ₁₁ [kN]	M ₂₂ (kN.m)	F ₂₂ [kN]	M ₁₁ (kN.m)	V ₁₃ (kN)
RDC	1,35G+1,5 Q	154.39	18.89	504.57	60.40	98.42
+dernier	0.8G±E	128.46	19.11	523.06	61.48	//
Niveau	G+Q+E	136,73	16,71	683,63	83,58	//

Tableau 5.10: Les sollicitations obtenues par le ROBOT 2014.

• Calcul des armatures des voiles :

Le calcul se fait à la flexion composée d'une bande 1m de section (0,18m*1m) pour tous les étages courants. Les armatures sont constituées de deux nappes :

Verticalement :

$$M=83,58 \text{ KN.m}; N=683,63 \text{ KN}$$

$$h = 1\text{m}; d = 0,9 * h = 0,9\text{m},$$

$$b = 0,18\text{m} ; d' = 0.1 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{83,58}{683,63} = 0,122\text{m} < \frac{h}{6} = 0,5 \text{ m}$$

e : le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_A > (0,337h - 0,81 * d') b * h * \sigma_b \dots \dots \dots (1)$$

$$M_A = M + N * \left(d - \frac{h}{2}\right) = 357,03 \text{ KN.m}$$

$$(1) \Rightarrow N(d - d') - M_A = 189,87 < (0,337 * h - 0,81 * d') * b * h * \sigma_b = 652,95 \text{ KN.m}$$

(1) SPC : Donc la section sera calcul à la flexion simple avec un moment M_A par rapport à l'armateur tendue.

(2) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b * b * d^2} = 0,156 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,213$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0,915$$

$$A_u = \frac{M_A}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{357030}{348 * 0,915 * 90} = 12,46 \text{ cm}^2$$

Minimum de RPA99version2003 :[2]

✓ **Ferrailage vertical :**

$$A_{min} = 0,0015 * b * h = 0,0015 * 18 * 100 = 2.7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{max} = (A ; A_{min}) = 12,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} (E_p = 18 \text{ cm})$$

Espacement exigé par le R.P.A 99[2] :

D'après RPA99[2] on a :

$$S \leq (10 \text{ cm}) \text{ zone nodale}, S \leq (15 \text{ cm}) \text{ zone courante}$$

On prend : S = 8 cm (zone nodale)

S = 15 cm (zone courante)

Le choix : « Ast ⇒ 5T12+7T12 » de section 13,57 cm²/ml.

❖ **Horizontalement:**

$$M=16,71 \text{ KN.m}; N=136,73\text{kN}$$

$$h = 1\text{m}, d = 0,9 * h = 0,9\text{m}, b = 0,18\text{m}$$

$$d' = 0,1 \text{ m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16,71}{136,73} = 0,122\text{m} < \frac{h}{6} = 0,5 \text{ m}$$

e : le centre de pression est à l'intérieur de la section.

Il faut vérifier la condition suivante

$$N(d - d') - M_A > (0,337h - 0,81 * d') * b * h * \sigma_b \dots \dots \dots (1)$$

$$(1) \Rightarrow N(d - d') - M_A = 92,67 < (0,337 * h - 0,81 * d') * b * h * \sigma_b = 652,95\text{KN.m}$$

(2) SPC : Donc la section sera calcul à la flexion simple avec un moment M_A par rapport à l'armature tendue.

(3) Vérification de l'existence des armatures comprimées (A') :

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b * b * d^2} = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,984$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,915$$

$$A_u = \frac{M_A}{\sigma_s * \beta * d} = \frac{71400}{348 * 0,984 * 90} = 2,32\text{cm}^2$$

Minimum de RPA99version2003 :

Sections minimales :

$$A_{min} = 0,0015 * b * h = 0,0015 * 18 * 100 = 2,7\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{max} = (A ; A_{min}) = 2,7\text{cm}^2 / \text{ml} (E_p=18\text{cm})$$

L'espacement : selon BAEL99 et RPA2003

$S \leq (10\text{cm})$ zone nodale, $S \leq (15\text{cm})$ zone courante

On prend : $S = 10\text{cm}$ (zone nodale) $S = 15 \text{ cm}$ (zone courante)

Le choix : « Ast \Rightarrow 5T12 » de section $5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

➤ **Présentation du ferrailage des voiles :**

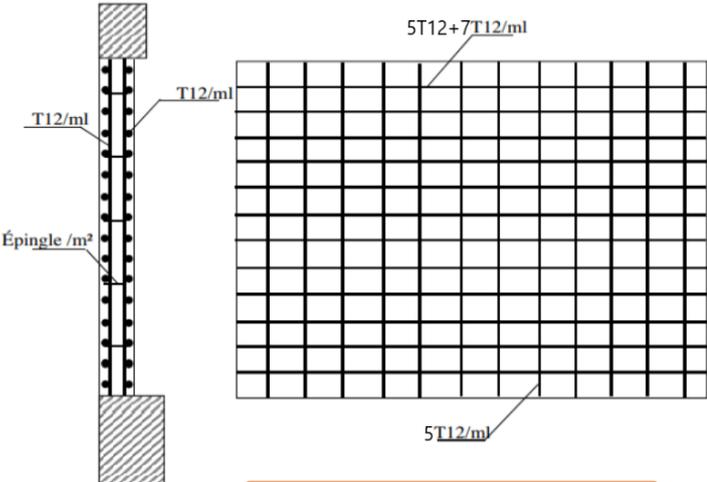


Figure 5.3 : schéma de ferrailage de voile

CHAPITRE VI

Etude Des Fondations

Sommaire

Contents

- 6.1 Introduction**
- 6.2 Calcul des fondations**
- 6.3 Définition de type de semelle**
- 6.4 Radier**
- 6.5 Ferrailage du radier**
- 6.6 Les sollicitations sur les nervures**
- 6.7 Calcul du ferrailage**
- 6.8 Vérification globale de la structure**

6.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

La forme et l'emplacement de la fondation.

La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.

Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

6.2 Calcul des fondations :

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

Semelle isolée.

Semelle filante.

Radier général.

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$(S_s / S_b < 50 \%)$$

6.3 Définition de type de semelle :

➤ Calcul la section des semelles :

La surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$$\sigma_{sol}=1.5bars = 150 \text{ KN/ m}^2 \quad (\text{selon le rapport de sol})$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

✓ **A L'ELS**

$$N_{ser}=NG+NQ$$

$$N_{ser}=50504.88\text{KN} \quad \text{Selon Robot (E.L.S)}$$

$$S_s=\frac{50504.88}{1.50} = 336.70\text{m}^2$$

➤ Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment $S_b = (L_x \times L_y) - (l_x \cdot l_y) = 404.13$

Faisant le rapport $\frac{S_s - 336.70}{S_b} = 83.31\%$ on déduit :

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.

La réduction des tassements différentiels.

La facilité d'exécution

⇒ **Critères de choix :**

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

Remarque :

Le radier nervuré est de loin le plus économique

- 40 cm ≤ épaisseur paillasse ≤ 1 m
- 0.5 m ≤ H_{nervure} ≤ 1.50 m
- Le radier dalle n'est pas très économique
- 70 cm ≤ épaisseur paillasse ≤ 1.30 m

C'est ainsi que l'on préfère le radier nervuré au radier dalle

⇒ Nous choisissons : radier nervuré

6.4 Radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations Du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

➤ **Pré dimensionnement du radier :**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

- La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

1) Selon la condition forfaitaire : Selon [Béton armé. Règles BAEL (Ossature et éléments courants)] (article 6.4.1.2)

❖ *Sous poteaux :*

- *La dalle :*

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm $h \geq \frac{400}{20} = 20$ cm

- *La nervure :*

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{400}{10} = 40$ cm

2) Condition de la rigidité : $L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal ($K=40\text{MN/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 5\text{m}$; $E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0,54\text{m}$$

Conclusion:

A partir des deux conditions (1) et (2)

⇒ On prend : hauteur totale du radier nervure $h_t = 80 \text{ cm}$ (dalle +nervure)

Et hauteur la dalle du radier $h_0 = 35 \text{ cm}$; largeur du nervure $b_n = h_{\text{poteau}} = 50 \text{ cm}$

➤ **Calcul de surface minimale du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

ELU : 69201.33KN

ELS : 50504.88KN

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

N_{ser} : Effort normal total transmet par la superstructure plus le poids du radier à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol =1.50 bar. **Selon rapport du sol**

poids de la superstructure = 37374,21 KN Selon Robot (E.L.S)

$$S_s = \frac{50504.88}{1.50} = 336.70\text{m}^2$$

On a la surface du bâtiment $S_b = 359.33\text{m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface du radier

($S_b = 404.13\text{m}^2 > S_{rad} = 336.70\text{m}^2$),

à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times ((L_x + L_y))$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x : longueur en plan (25 m)

L_y : largeur en plan (12.850 m)

➤ **Calcul de débordement D :**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où : $h_r = 80\text{cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40 ; 30 \text{ cm})$.

On prend :

$D = 0,5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = S + D \times 2 \times ((L_x + L_y)) = 404.33 + 0.5 \times 2 \times (31.75 + 20) = 456.08 \text{ m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations a la base du radier :**

CHARGE PERMANANT	POIDS DE BATIEMENT		$G=43706.59$	
	POIDS DE RADIER	POIDS DE LA DALLE	$P_{dalle} = S_{RAD} \times h_d \times 25$ $P_{dalle} = 456.08 \times 0.35 \times 25$	3990.7
		POIDS DES NERVURE	$P_{nervure} = b_n \times (h_n - h_d) \times pb$ $P_n = 0.5 \times 0.45 \times 301.8 \times 25$	1697.63
		POIDS DE TVO	$P_{tvo} = S_{rad} - S_{ner} \times (h - h_d) \times p_{tvo}$ $P_{tvo} = (456.08 - 150.9) \times (80 - 35) \times 17$	2334.63
		POIDS DE LA DALLE FLATTANTE	$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \times e_{dalle \text{ flottante}} \times P_{ba}$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 456.08 \times 0.15 \times 25$	1710.3
			Poid de radier	9733.25
Surcharges d'exploitation			Surcharge de bâtiment Surcharge de radier = $q_{rad} \times S_{rad}$ $Q = 3,5 \times 456.08$	6798.29 1596.28
Poid totale de la structure			$G_t = G_{bat} + G_{rad}$ $Q_t = Q_{bat} + Q_{rad}$	53439.8 8394.57
Combinaisons	A'E.L. U		$N_u = 1.35G + 1.5Q$	84735.6
	A'E.L. S		$N_u = G + Q$	61834.4

Tableau 6.1: Sollicitations à la base du radier.

✓ **Vérification :**

- **Vérification au cisaillement :** BAEL 91 (A.5.1 ,21)

Contrainte de cisaillement	$T_u^{max} = \frac{qu \times Lmax}{2} = \frac{Nu \times b \times Lmax}{S_{rad} \times 2} = \frac{84735.5 \times 1 \times 4}{456.08 \times 2}$ $= 371.82KN$ $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{371.82 \times 10^3}{1000 \times 315} = 1.18MPa$
Contrainte de cisaillement admissible	$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$
Vérification Contrainte de cisaillement	$\tau_u = 1.16MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$

Avec

b=100 d=0.9h=35×0.9=31.5

- Vérification de la stabilité du radier :

❖ **Sens longitudinal :**

Calcul de centre de gravite	$X = \frac{\sum Si \times Xi}{\sum Si}$	15.90
Calcul de moment d'inertie	I y-y	21166.67
Moment a la base de structure	1277.10	
ELU	$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G = \frac{87435.6}{456.08} + \frac{1277.10}{21166.67} \times 15.9$ $= 186.751$	
	$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} X_G = \frac{87435.6}{456.08} - \frac{1277.10}{21166.67} \times 15.9$ $= 184.832$	
$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 186.751 + 184.832}{4} = 186.271$	
Observation	$\sigma_{moy} = 186.271 \leq 1.33\bar{\sigma}_{sol} = 199.5$	
ELS	$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G = \frac{61834.4}{456.08} + \frac{1277.10}{21166.67} \times 15.9$ $= 136.537$	
	$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} X_G = \frac{61834.4}{456.08} - \frac{1277.10}{21166.67} \times 15.9$ $= 134.619$	
$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$	$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 136.537 + 134.619}{4} = 136.058$	
Observation	$\sigma_{moy} = 136.058 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 150$	
Calcul de centre de gravite	$X = \frac{\sum Si \times Yi}{\sum Si}$	15.90

Calcul de moment d'inertie	I_{x-x}	53343.31
Moment a la base de structure	1752.26	
ELU	$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G = \frac{87435.6}{456.08} + \frac{1752.26}{53343.31} \times 9.61 = 186.107$	
	$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} X_G = \frac{87435.6}{456.08} - \frac{1752.26}{53343.31} \times 9.61 = 185.476$	
	$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 186.107 + 185.476}{4} = 185.949$	
Observation	$\sigma_{moy} = 185.949 \leq 1.33\bar{\sigma}_{sol} = 199.5$	
ELS	$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} X_G = \frac{61834.4}{456.08} + \frac{1752.26}{53343.31} \times 9.61 = 135.578$	
	$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} X_G = \frac{61834.4}{456.08} - \frac{1752.26}{53343.31} \times 9.61 = 135.262$	
	$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 135.578 + 135.262}{4} = 135.499$	
Observation	$\sigma_{moy} = 135.499 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 150$	

Tableau 6.2: Vérification de la stabilité du radier

6.5 Ferrailage du radier :

6.5.1 Ferrailage des panneaux :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Chargements :

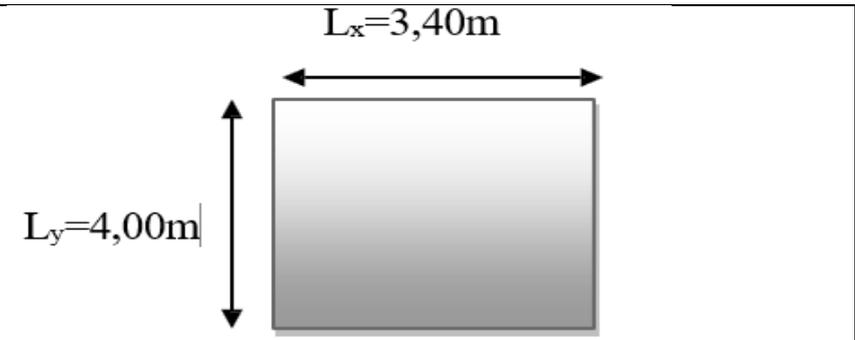
Dimension : Panneau le plus sollicitée		
Domaine de portance	$\rho = 3.4/4.00=0.85$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.	
Contrainte	ELU	$\sigma_{max} = \max(\sigma_u^1, \sigma_u^2) = \max(186.271; 185.949) = 186.271 \text{ kn/m}^2$
	ELS	$\sigma_{max} = \max(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = \max(136.058; 135.499) = 136.058 \text{ kn/m}^2$
Chargement	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 186.271 - \frac{9733.25}{456.08} = 164.93$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 136.058 - \frac{9733.25}{456.08} = 114.717$

Tableau 6.3: Chargements de la dalle du radier à ELU ; ELS respectivement

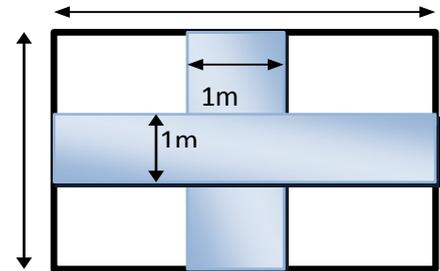
Sollicitations :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec : $L_x=3,40\text{m}$

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$. $M_x = \mu_y \cdot M_x$.

$L_y=4,00\text{m}$



	ELU	ELS
$\cdot \rho = \frac{L_x}{L_x}$	0.85	0.85
Coefficient de poisson v	$v = 0$	$v = 0.2$
μ_x	0.0809	0.0579
μ_y	0.685	0.778
M_x	$0.0809 \times 164.93 \times 3.4^2 = 154.24$	$0.0579 \times 114.717 \times 3.4^2 = 76.78$
M_y	$= 0.685 \times 154.24 = 105.66$	$= 0.778 \times 76.78 = 59.74$

Tableau 6.4: Moments de la dalle du radier à ELU ; ELS respectivement.

✓ **Correction des moments :** $M_t + (M_w + M_e) / 2 \geq 1,25M_x$.

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

- **ELU :**

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 154.24 = 115.68 \text{kn/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 105.66 = 79.24 \text{kn/ml.}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 \times M_x \rightarrow 0.50 \times 154.27 = 77.12 \text{kn/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 \times M_x \rightarrow 0.50 \times 105.66 = 31.696 \text{kn/ml.}$$

- **ELS :**

Moments en travées :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.75 \times 76.78 = 57.59 \text{kn/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.75 \times 95.74 = 44.80 \text{kn/ml.}$$

Moments aux appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 \times M_x \rightarrow 0.50 \times 76.78 = 38.39 \text{kn/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 \times M_x \rightarrow 0.50 \times 95.74 = 29.87 \text{kn/ml.}$$

- **Ferraillage (flexion simple) :**

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{Mpa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

$$b = 100 \text{cm}; \quad C = 4 \text{cm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\varphi x}{2} = 35 - 4 - 2/2 = 30 \text{cm} \quad ; \quad d_y = d_x - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 28 \text{cm}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	77121.60	115682.397	31696.98	79242.44
M	0.060	0.091	0.039	0.097
A	0.074	0.113	0.047	0.121
$\mu < \mu_L$	0,97	0,92	0,96	0,90
B	0.970	0.955	0.981	0.952
As (cm²/ml)	7.246	11.046	3.682	9.492
As min (cm²/ml)	3.62	3.62	3.38	3.38
Choix des barres	8HA12	8HA14	8HA12	8HA14
As Choix (cm²/ml)	9.05	12.31	9.05	12.31
Espacement (cm)	12.5	12.5	12.5	12.5

Tableau 6.5 : Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U

✓ Vérification a ELU:

Fissuration Préjudiciable	Espacement des barres	
	Sens L_x : $S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 30; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$	En travée : $S_t = 12,5\text{cm}$. En appuis : $S_t = 12,5\text{cm}$
Sens L_y : $S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 30; 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$	En travée : $S_t = 12,5\text{cm}$ En appuis $S_t = 12,5\text{cm}$	

Contrainte tangentielle		
Effort tranchent	$P_u = q_{um} \times l_x \times l_y$	$164.93 \times 3.4 \times 4 = 2243.05$
	$V_u = \frac{P_u}{2 \times L_y + l_x}$	$\frac{2243.05}{2 \times 4.00 + 3.4} = 196.76$
$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$	$\frac{196.76 \times 1000}{1000 \times 300} = 0.66$	
$\bar{\tau}$	$= \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = \min(3.33; 4\text{MPa}) = 3.33$	
observation	$\tau_u = 0.66 < \bar{\tau} = 3.33$	

✓ Vérification a ELS :

$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{bd}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	A_s	M_s	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	12,31	57.59	0,351	0.908	39.95	171.74	201.63	4,3	15	Cv
appuis	9,05	38.39	0,258	0,919	46.73	153.87	201.63	3.25	15	Cv

6.5.2 Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre (1m).

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	35	30	50	164.93	114.717

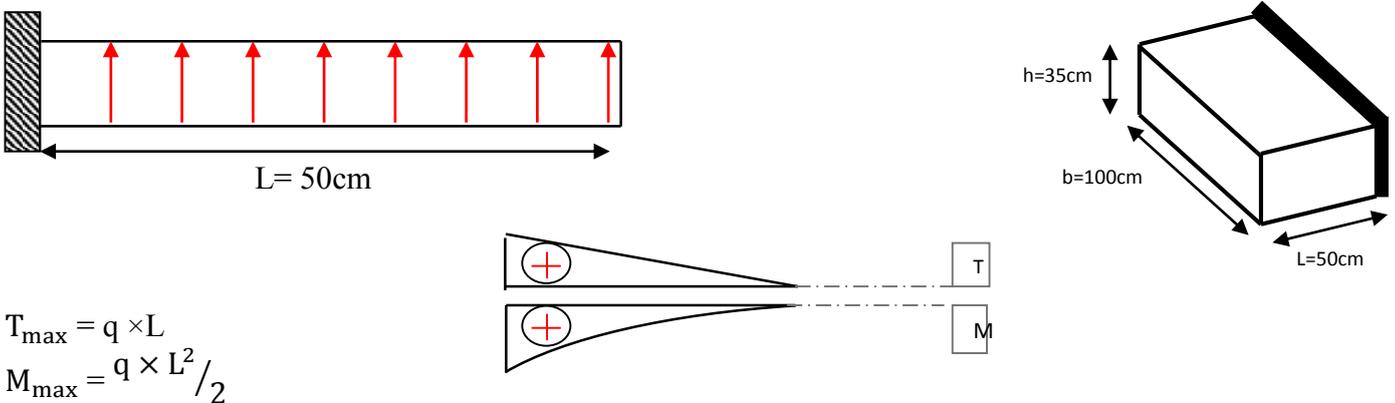


Figure 6.1 : Schéma statique du débord du radier

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 3.62 \text{ cm}^2$$

⇒ L'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 19.595 \text{ KN.m}$$

	M(KN.m)	M	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{s\text{min}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{max}}(\text{cm}^2)$
ELU	20.62	0.016	0.020	0.992	1.99	4.22	8.75	8.75

Tableau 6.6: Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage de débord à l'E.L U.

Donc :

$$A_s = \max (A_{\text{BAEL}}, A_{\text{cal}}, A_{\text{Smin}}).$$

$$A_s = 8.75 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit :

$$A = 9,24 = 6\text{HA}14 / \text{ml} \text{ avec un espacement } 20 \text{ cm}.$$

✓ **Vérification au cisaillement:** BAEL 91 (A.5.1 ,21)

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

$$T_{\text{max}} = q \times L = 164.93 \times 0.5 = 82.465 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{82.465}{1000 \times 300} = 0,275 \text{MPa}$$

$$\tau = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = \min(3.33; 4 \text{MPa})$$

$$\tau_u = 0,275 \text{ MPa} < \tau = 3 \text{MPa}$$

⇒ **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{cm}^2$$

Donc on choisit :

$$A = 3,02 = 6\text{HA}8 \text{ avec un espacement } 20 \text{cm}.$$

✓ **Vérification a E L S**

a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures		
Contrainte limite d'acier à la fissuration préjudiciable	$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$	
Contrainte d'acier $\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d}$	Avec $\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = 0.308$ $\beta_1 = 0.913$ $K_1 = 42.47$	$\sigma_{st} = 44.87 < \overline{\sigma_{st}} = 201.63$

b) Vérification des contraintes dans le béton		
Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	$\bar{\sigma}_b = 15$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K1}$	$\sigma_b = 1.06$
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K1} < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	$1.06 < 15$

6.6 Les sollicitations sur les nervures :

⇒ **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$$

Avec :

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge triangulaire $P = q_u = 215.26$

⇒ **Charge trapézoïdale :**

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec :

P : charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$P_u = 164.93$

$P_s = 114.717$

On $\rho = 0,85 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

$$\text{Donc } P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} = \left(1 - \frac{0.85}{2}\right) \times \frac{164.93 \times 3.4}{2} = 161.22 \text{ KN}$$

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2} = \left(1 - \frac{0.85}{2}\right) \times \frac{114.717 \times 3.4}{2} = 112.14 \text{ KN}$$

Remarque :

Nous allons calculer l'armature dans les deux cas ELU et ELS et en prenant le plus grand moment dans les deux sens et généraliser sur les nervures.

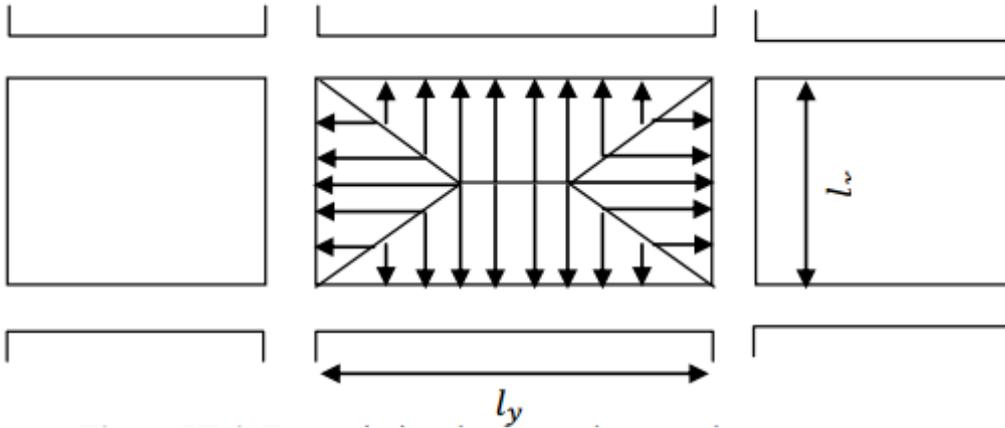


Figure 6.2 : Transmission de charge dans ces deux sens

⇒ **Calcul des sollicitations :**

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2014 Diagrammes des sollicitations : Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2018.

AL'ELU :

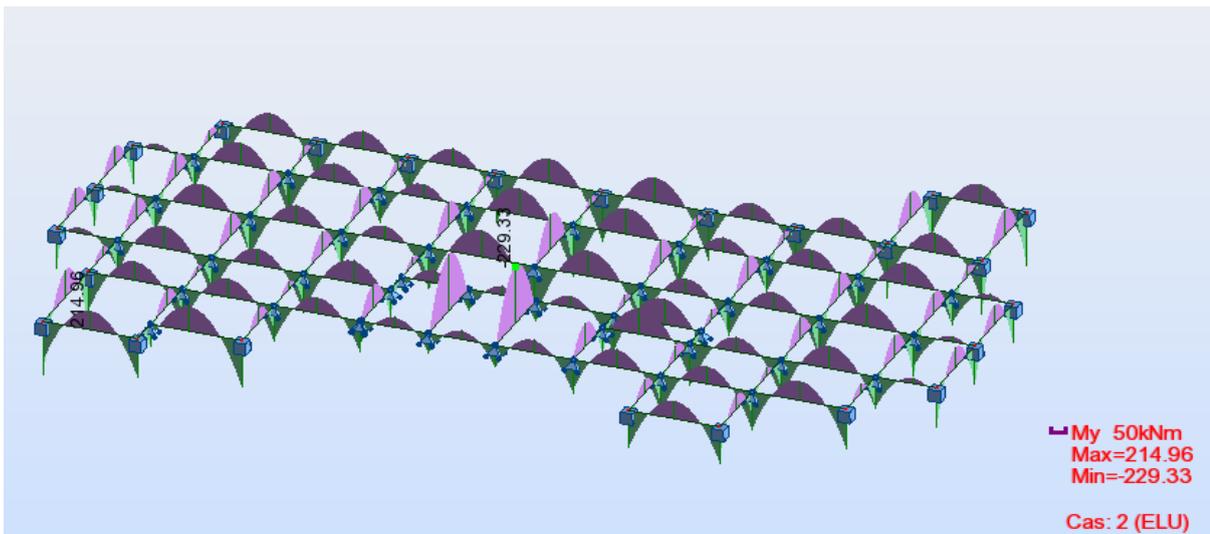


Figure.6.3 :Diagramme des moments fléchissant 'ELU

AL'ELS :

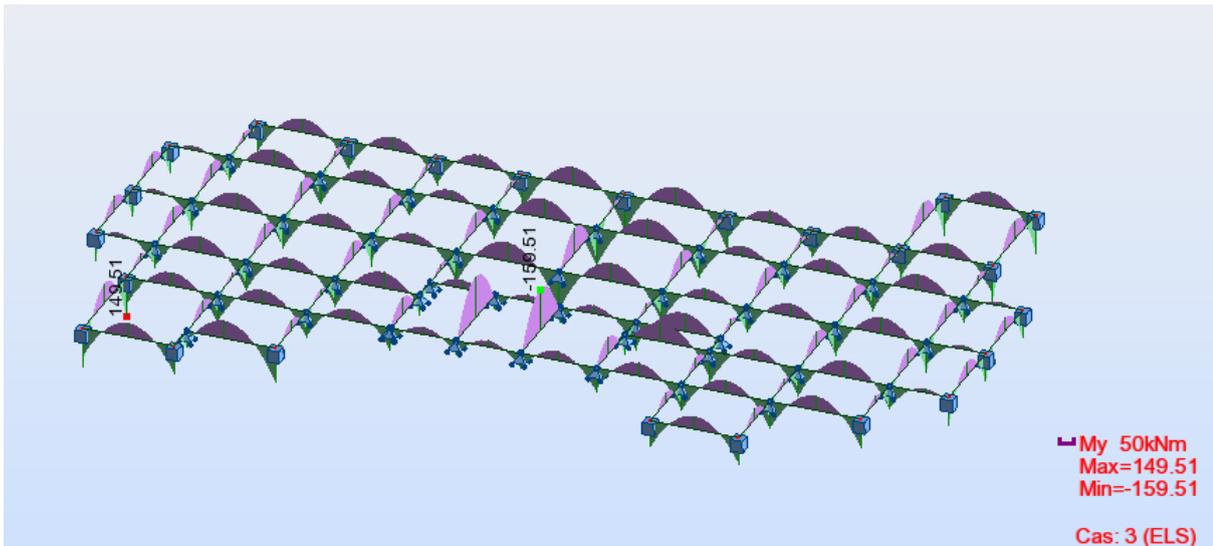


Figure.6.4 : Diagramme des moments fléchissant 'ELS

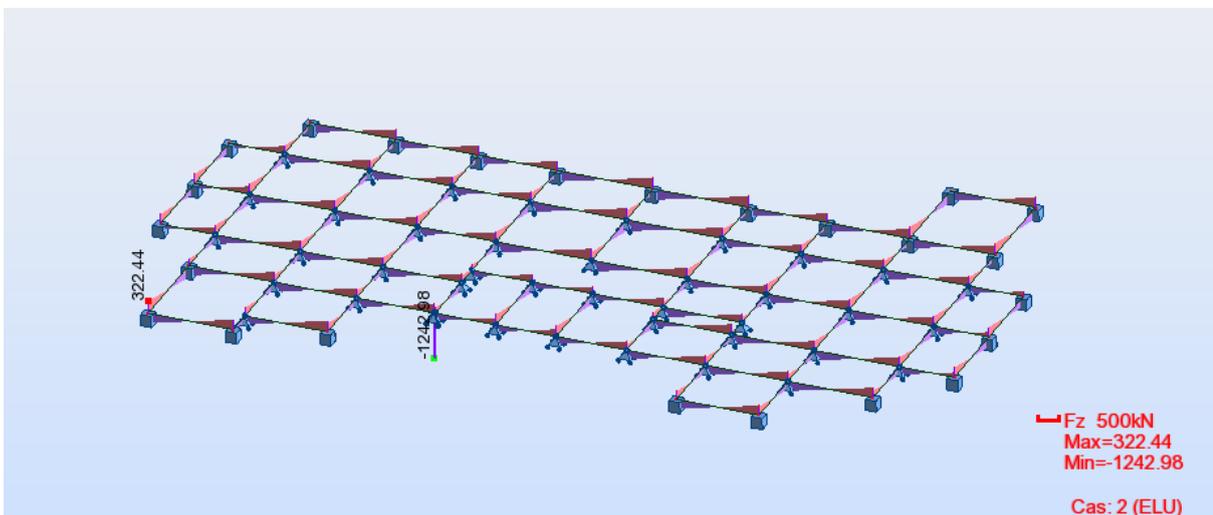


Figure.6.5 : Diagramme des efforts tranchant

6.7 Calcul du ferrailage :

- L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{8}{2} = 5$$

Alors on adopte $c = 5 \text{ cm.}$; $d = h - c = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures longitudinales section (50X80)**

ELU :

- **En travée :**

$$M_{u(max)} = 229.33kn.m = 229330N.m$$

- **En appuis :**

$$M_{app(max)} = 214.96kn.m = 214960N.m$$

$$\sigma_b = 14.2MPa$$

$$\sigma_s = 348 MPa$$

Cas		M [N.m]	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Section adop (cm ²)
ELU	Appuis	214960	0.054	0.069	0.972	8.47	4.52	4	20	20	8HA20=25.13
	Travée	229330	0.058	0.074	0.970	9.06	4.52	4	20	20	8HA20=25.13

Tableau 6.7 : Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de poutrelle

- **Condition de non fragilité :** B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_l}$$

- **Pourcentage minimale :** B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 b h$$

- **Section minimale de RPA :**

$$ARPA = 0.5\% b.h$$

❖ **La Contrainte de Cisaillement :** BAEL91 (art A.5.1) :

$$T_{u \max} = 1242.98KN = 1242980N$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1242.98}{500 \times 750} = 3.31MPa$$

❖ **La fissuration est préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min(0.2f_{c28}/\gamma_b; 4MPa) = 3.33MPa$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversales ne sont pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (20, 60, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

❖ **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- dans la zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30\text{ cm}\right)$

$\Rightarrow S_t \leq (20 ; 24; 30\text{ cm})$

$S_t = 10\text{ cm}$

- dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S'_t \leq 40\text{ cm}$
 $S'_t = 20\text{ cm}$

- la longueur de la zone nodale :

$L' = 2h = 160\text{ cm}$

✓ **Verification a E.L.S**

$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{ MPA}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{bd}$; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
Zone	As	Ms	ρ_1	β_1	K1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	Obs
Travée	25.13	159.51	0,675	0.880	26.67	96.17	201.63	3.61	15	Cv
Appuis	25.13	149.51	0,675	0,880	26.67	90.14	201.63	3.38	15	Cv

✚ **Présentation du ferrailage :**

⇒ **Radier :**

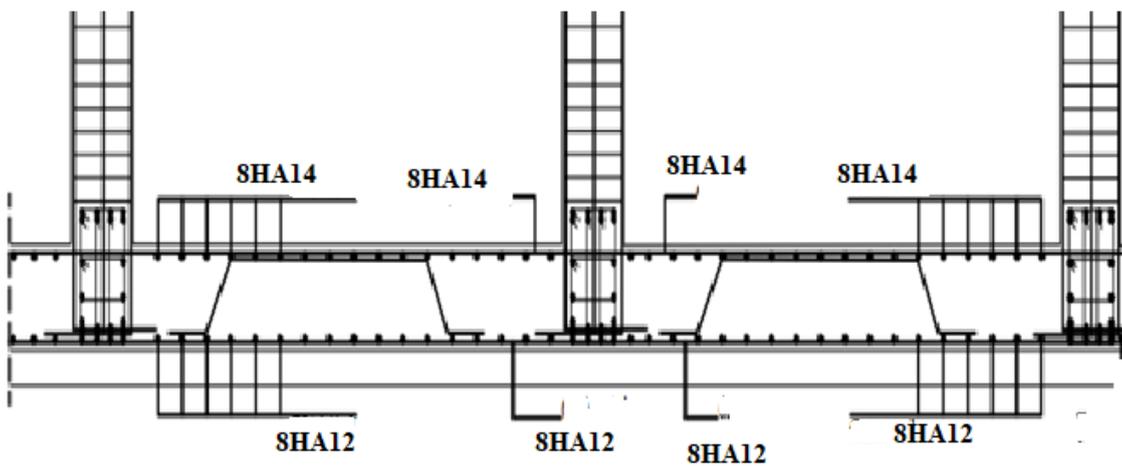


Figure 6.6 : Schéma de ferrailage de la radier



Figure 6.7 : Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui

6.8 Vérification globale de la structure :

✓ Vérification de la stabilité au renversement (RPA99 – Art 10-1-5) :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de la fondation résistant au renversement $e=M/N < B/4$.

N	M	e=M/N	B _{min}	B/4	Observation
53856.96KN	1751.52KN.m	0.033m	20m	5m	Condition vérifiée

Conclusion générale :

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne. Le projet de fin d'études est une occasion pour l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation. Cette expérience nous a également permis d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, ainsi que sur l'application de règlements tels que : RPA99/V2003, BAEL 91, CBA93, et la pratique des logiciels comme ROBOT, AutoCAD, etc.

Dans ce projet, nous avons réalisé un travail consistant à concevoir et étudier une tour à usage d'habitation (R+9). Pour ce projet, nous avons agi principalement sur deux plans :

- **D'une part (stabilité)** : le contreventement et la disposition des voiles. Nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.
- **D'autre part (économie)** : l'estimation des quantités de béton et d'acier nécessaires. En effet, le pré dimensionnement a donné des sections de poteaux non économiques. Pour cela, nous avons effectué une étude technico-économique de notre bâtiment afin d'obtenir une structure de bonne stabilité et économique.

Toutefois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

- ⇒ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version 2003
- ⇒ D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
- ⇒ Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- ⇒ Le BAEL 91. (**Béton Armé Aux Etats Limites**) donnant des recommandations Spéciales pour les pays Algérien dans le domaine parasismique R.P.A

Les mémoires de fin d'étude :

- Etude d'un bâtiment (RDC+9etage) en béton armé a usage d'habitation. BISKRA 2019
- Etude d'une tour (R+9) en béton a usage d'habitation. Boumerdes 2020
- Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation Tlemcen 2020
- Etude d'un bâtiment (RDC+5) a usage d'habitation et commercial contreventé par voile et portique.

Outils informatiques

- Logiciel ROBOT 2014
- EXCEL 2010
- WORD 2010