



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'Hydraulique

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Réf :/2025

Présenté et soutenu par :
Bencharef Mohamed Amine

Le: lundi 2 juin 2025

Etude Et Modélisation D'un Batiment à Usage D'habitaion (R+9) Implanté à Jijel

Jury :

Président du jury : Mr.Bourezane Messaoud

Rapporteur : Mr.Abdelhak Khechai

Examineur : Mme.Femmam Abla

Année universitaire : 2024-2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage habitation constitué d'un R+9 de chaussée plus (09) étages, implanté à la wilaya de Jijel . Cette région est classée en zone de forte sismicité VI selon le RPA2024.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA2024 et B.A.E. L91 modifié99), cette étude se compose de six chapitres :

Le premier Chapitre: la description générale du projet avec caractéristiques des matériaux.

Le deuxième Chapitre : le pré-dimensionnement des éléments de la structure et enfin la descente des charges.

Le troisième Chapitre a pour objectif d'étude des éléments secondaires de la structure .

le quatrième Chapitre : Étude dynamique de la structure à l'aide d'un logiciel de calcul.

le cinquième Chapitre : Comprend l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles) .

le sixième chapitre : Comprend L'étude des fondations.

المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة مفصلة لبناية سكنية مكونة من طابق ارضي + 09 طوابق والتي ستنشأ في ولاية جيجل المصنفة ضمن المناطق القوية زلزاليا رقم 6 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل. باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (، BAEL91 modifié99 ; RPA2024) تتكون هذه الدراسة من ستة فصول مهمة و هي:

الفصل الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع مع عرض لخصائص المواد.

الفصل الثاني: إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة لها و حمولة كل عنصر.

الفصل الثالث: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الفصل الرابع: يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب.

الفصل الخامس: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبناية الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة

الفصل السادس : يشمل دراسة الأساسات .

Remerciements

Avant tout, je rends grâce à Dieu le Tout-Puissant,
pour m'avoir accordé la santé, la force, la patience et la volonté nécessaires

pour mener à bien ce travail. Je remercie ma famille
qui m'a toujours encouragé et soutenu durant toutes mes études.

Je tiens à remercier sincèrement mon cher professeur Abdelhak Khechai.

Je remercie également les membres du jury
qui me feront l'honneur de juger ce travail.

Je n'oublie pas mes camarades et mes amis, pour leur aide, leurs
encouragements, et les bons moments partagés tout
au long de ce parcours universitaire.

Je tiens à remercier également l'ensemble des enseignants du département
de GÉNIE CIVIL pour leur rôle important dans ma formation.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail A mes très chers parents

A mes frères qui sont d'un soutien sans faille

A toutes mes amis sans exception

.....*Bencharef Mohamed Amine*

Sommaire

Résumé	3
Sommaire.....	6
INTRODUCTION GENERAL	20

Chapitre I : Présentation Du Projet

I.1) INTRODUCTION :	1
I.2) PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	1
I.2.1) Les caractéristiques géométriques:	1
I.2.2) Données du site d'implantation :	1
I.2.3) Conception de la structure :	1
I.3) Caractéristiques mécaniques des matériaux :	2
a) Le Béton :	2
b) L'acier :	4
I.4) Les Règlements de calcul :	6

Chapitre II : Prédimensionnement Et Descente De Charge

II.1) INTRODUCTION :	7
II.2) Prédimensionnement des éléments	7
II.2.1) Les Poutres:	7
II.2.2) Les Poteaux:	8
II.2.3) Les Voiles:.....	8
II.2.4) Plancher A Corp Creux:	9
II.2.5) Pré dimensionnement des escaliers:	10
II.2.6) Pré dimensionnement de L'acrotère:	12
II.2.7) Pré dimensionnement de Balcon :	13
II.3) Descente des charges.....	14
II.3.1) Évaluation des charges et surcharges:	14

II.3.2) Descente de charges sur le poteau (E-3) :	17
II.3.3) Vérification de la section de poteau E-3 (50×50) cm ² :	20

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1) INTRODUCTION :	23
III.2) L'acrotère :	23
III.3) Les Balcons :	28
III.4) Les Escaliers :	31
III.5) Les Planchers :	45

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1) INTRODUCTION :	60
IV.2) Le But De L'étude Sismique :	60
IV.3) Méthode De Calcul :	60
IV.4) Calcul des actions sismiques :	60
IV.5) La Méthode Statique équivalente :	62
IV.6) Méthode d'analyse modale spectrale:	65
IV.6.1) Analyse de La Structure :	66
IV.7) Les Vérification nécessaires après L'analyse du structure :	71
IV.7.1) Vérification du Coefficient de Comportement R :	71
IV.7.2) Vérification de la période fondamentale de structure :	71
IV.7.3) Le pourcentage de participation de la masse Cumulées :	72
IV.7.4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux : { Art7.4.3 rpa 2024 }	74
IV.7.5) Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles : { Art 7.7.4 rpa 2024 }	74
IV.7.6) Vérification des déplacements :	74
IV.7.7) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta:	76
IV.7.8) Vérification au Renversement :	77
IV.7.9) Vérification de L'exentricité : Art 4.3.6 Rpa 2024	78

IV.8) Conclusion :	79
--------------------	----

CHAPITRE V : Etude Des Eléments Structuraux

V.1) INTRODUCTION :	80
V.2) Ferrailage Des Poteaux :	80
V.2.1) Combinaisons d'actions :	80
V.2.2) Calcul de ferrailage :	81
V.2.3) Présentation de ferrailage du Poteaux :	87
V.3) Ferrailage des poutres :	88
V.3.1. Introduction :	88
V.3.2 Combinaisons d'actions :	88
V.3.4) Calcul des armatures longitudinal :	89
V.3.7. Calcul des armatures transversal :	90
V.3.9 Présentation du ferrailage :	91
V.4) Ferrailage des Voiles :	92
V.4.1 Présentation du ferrailage :	96
V.5) Conclusion :	97

CHAPITRE VI : Etude De Fondation

VI.1) INTRODUCTION :	98
VI.2) Étude de sol :	98
VI.2.1) Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :	98
VI.3) Calcul du Radier :	99
➤ VI.3.1) Pré dimensionnement du radier :	99
VII.3.2) Vérifications nécessaires :	101
VII.3.2.1) Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1).....	101
➤ VI.4) Ferrailage du radier :	101
➤ VI.4.1. Méthodes de calcul :	101

➤ VI.4.2) Evaluation des charges :	102
VI.4.3) Calcul des moments fléchissant :	102
➤ VI.4.4) Calculs des armatures de la dalle du radier :	103
VI.4.5) Etude du débord du radier :	104
VI.5) Étude De La Nervure:	105
Calcul Des Armatures Longitudinal :	106
Calcul des armatures transversal :	107
VI.6) Présentation du ferrailage :	108
VI.6.1) Shéma de Ferailage du Nervures :	108
VI.6.2) Shéma de Ferailage du Radier :	109
 CONCLUSION GENERALE:	 110
BIBLIOGRAPHIE:	111

Liste des figures

Figure 1: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU	3
Figure 2: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.....	3
Figure 3:Diagramme de calcul contrainte-déformation de L'acier à l'ELU.....	6
Figure 4: Coupe de voile en élévation.....	9
Figure 5: Plancher à Corp Creux.....	9
Figure 6:Caractéristique géométrique du poutrelle.....	10
Figure 7:Les Escaliers du bâtiment après Le prédimensionnement	12
Figure 8:Shéma de L'acrotère.....	13
Figure 9: Surface Afférente du poteau	17
Figure 10:désignations des niveaux du poteau.....	18
Figure 11: Shéma statique de L'acrotère	23
Figure 12:sollicitations de L'acrotère	25
Figure 13: Shéma du Ferailage de L'acrotère.....	27
Figure 14: Shéma statique de balcon.....	28
Figure 15: Ferailage de Balcon	30
Figure 16 : Shéma statique avec chargement de L'escalier (Rdc).....	31
Figure 17: Shéma statique avec chargement de L'escalier (étage).....	32
Figure 18 : Section de l'escalier à ferrailer.....	34
Figure 19: Ferailage de L'escalier étage.....	38
Figure 20: Ferailage de L'escalier RDC	38
Figure 21: Shéma de La Poutre Palière	39
Figure 22: Ferailage du Poutre Palière.....	44
Figure 23:type de poutrelles à calculer	46
Figure 24:ferrailage des poutrelles des planchers (étages + terrasse).....	58
Figure 25:Disposition des armatures de la dalle de compression	59
Figure 26:La modélisation de la structure Par Logiciel Robot	61
Figure 27: Disposition des voiles.....	61
Figure 28 : spectre de calcul.....	62
Figure 29: vu en plan fondations du 1ère variante (sans voiles).....	66
Figure 30: vu en plan fondations du 3ème variante	68
Figure 31: Premier mode de vibration translation selon X-X	69
Figure 32::Deuxième mode de vibration Translation Y-Y	70

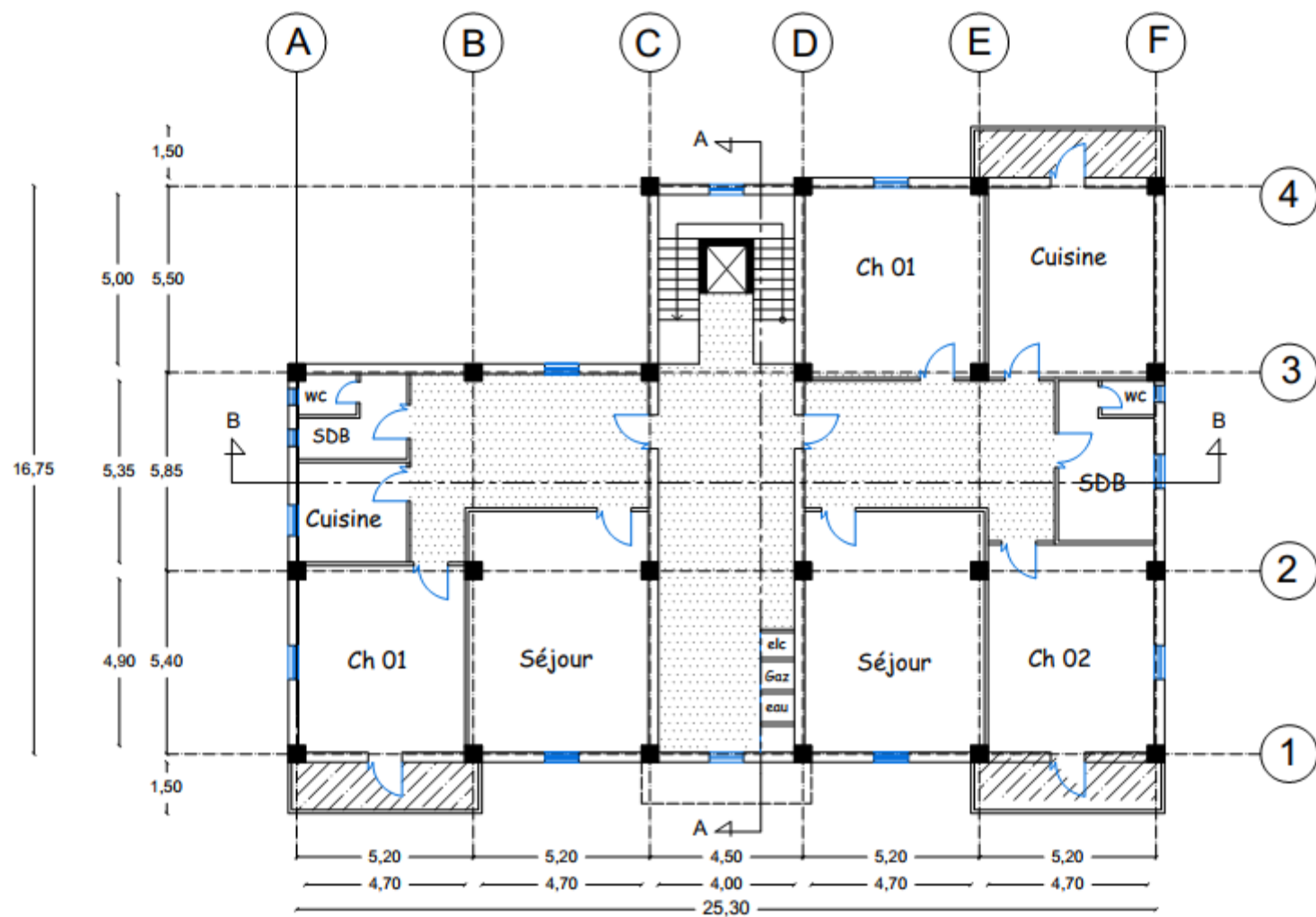
Figure 33:Troisième mode de vibration (Rotation).....	70
Figure 34: Distrubution de L'effort tranchant dans les deux sens (X,Y)	71
Figure 35:la distribution de l'effort tranchant Sens X	73
Figure 36:la distribution de l'effort tranchant Sens Y	73
Figure 37 : Tableau 5.2 Rpa 2024	75
Figure 38 : Caractéristique Massique de la Structure.	78
Figure 39:Schéma de ferrailage de poteau	87
Figure 40 : Schéma du ferrailage de la poutre principale	91
Figure 41:Schéma du ferrailage de la poutre Secondaire.....	91
Figure 42:Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant	93
Figure 43:Vue en 3D du débord.	104
Figure 44:Schéma du ferrailage du radier.	109

Liste des tableaux

Tableau 1: Types et caractéristiques des aciers.....	5
Tableau 2:Charges de planchers terrasse inaccessible.....	14
Tableau 3:charges de planchers etage courant	15
Tableau 4: Charges sur le balcon	15
Tableau 5: charges de l'escalier	16
Tableau 6:charges mur exterieur	16
Tableau 7: Tableau récapitulatif des charges G+Q	17
Tableau 8: Estimation des charges des élément	18
Tableau 9:Descente des charges sur poteau central	20
Tableau 10 : Sollicitation du Balcon.....	29
Tableau 11:Vérification des sollicitations à l'E.L.S	29
Tableau 12: Résultats ferrailage du balcon	29
Tableau 13: Sollicitation de L'escalier (Rdc)	32
Tableau 14: Sollicitation de L'escalier (étage)	33
Tableau 15 :Résultats de ferrailage à ELU	35
Tableau 16:Résultats de ferrailage à ELS	35
Tableau 17: escalier rdc section calculé	37
Tableau 18:Les moments dans la poutre palière.	40
Figure 19: Shéma de La Poutre palière à la torsion	42
Tableau 20 : Ferailage adopté sur (travé+appui) du Poutrelle	54
Tableau 21: vérification la contrainte du béton:.....	55
Tableau 22:Ferailage adopté sur (travé+appui) du Poutrelle	56
Tableau 23: Vérification à ELS.....	57
Tableau 24:Valeurs des pénalités P_q	64
Tableau 25: Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).	67
Tableau 26 : vu en plan fondations du 2ème variante (Avec voiles)	67
Tableau 27:Périodes et factures de participation massique modale (Deuxième variante).	68
Tableau 28 :Périodes et factures de participation massique modale (Troisième variante).	69
Tableau 29:Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.	80
Tableau 30:Tableau récapitulatif du résultat	85
Tableau 31:Résultat ferrailage de poteaux	87
Tableau 32:Sollicitation moment de flexion des poutres.	88

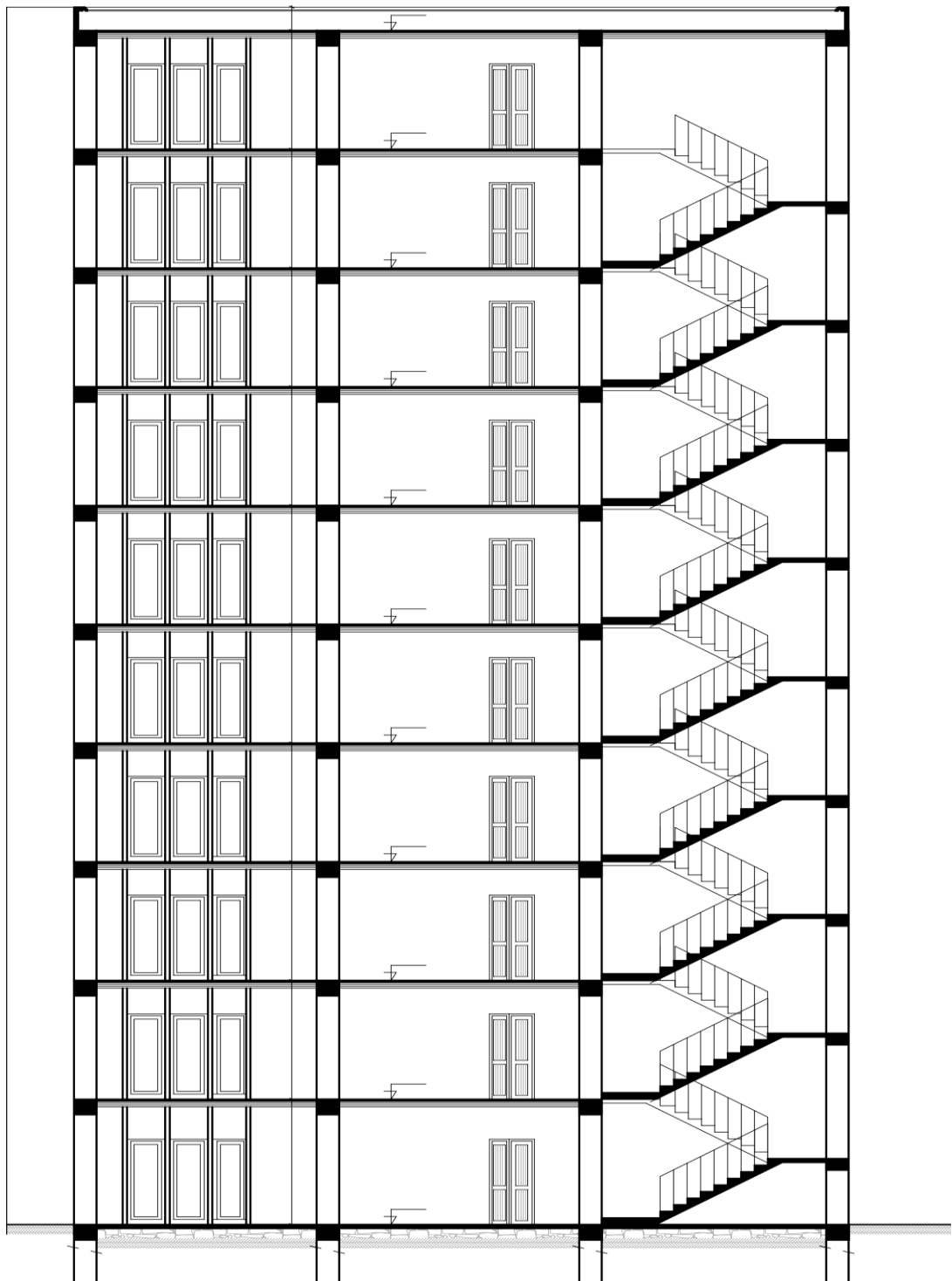
Tableau 33:Résultats du ferrailage.....	89
Tableau 34 : Vérification des contraintes de l'acier et du béton.....	89
Tableau 35: Vérification des contraintes de cisaillements des poutres.....	90
Tableau 36:Sections d'armatures transversales des poutres.	90
Tableau 37:Vérification de la flèche des poutres.	91
Tableau 38 : Résumé des méthodes de calcul.....	102
Tableau 39:Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).	102
Tableau 40:Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).	103
Tableau 41:Récapitulatif des résultats du ferrailage débord du radier.....	104
Tableau 42:Ferrailage de nervure a l'ELU.....	107

Les Plans

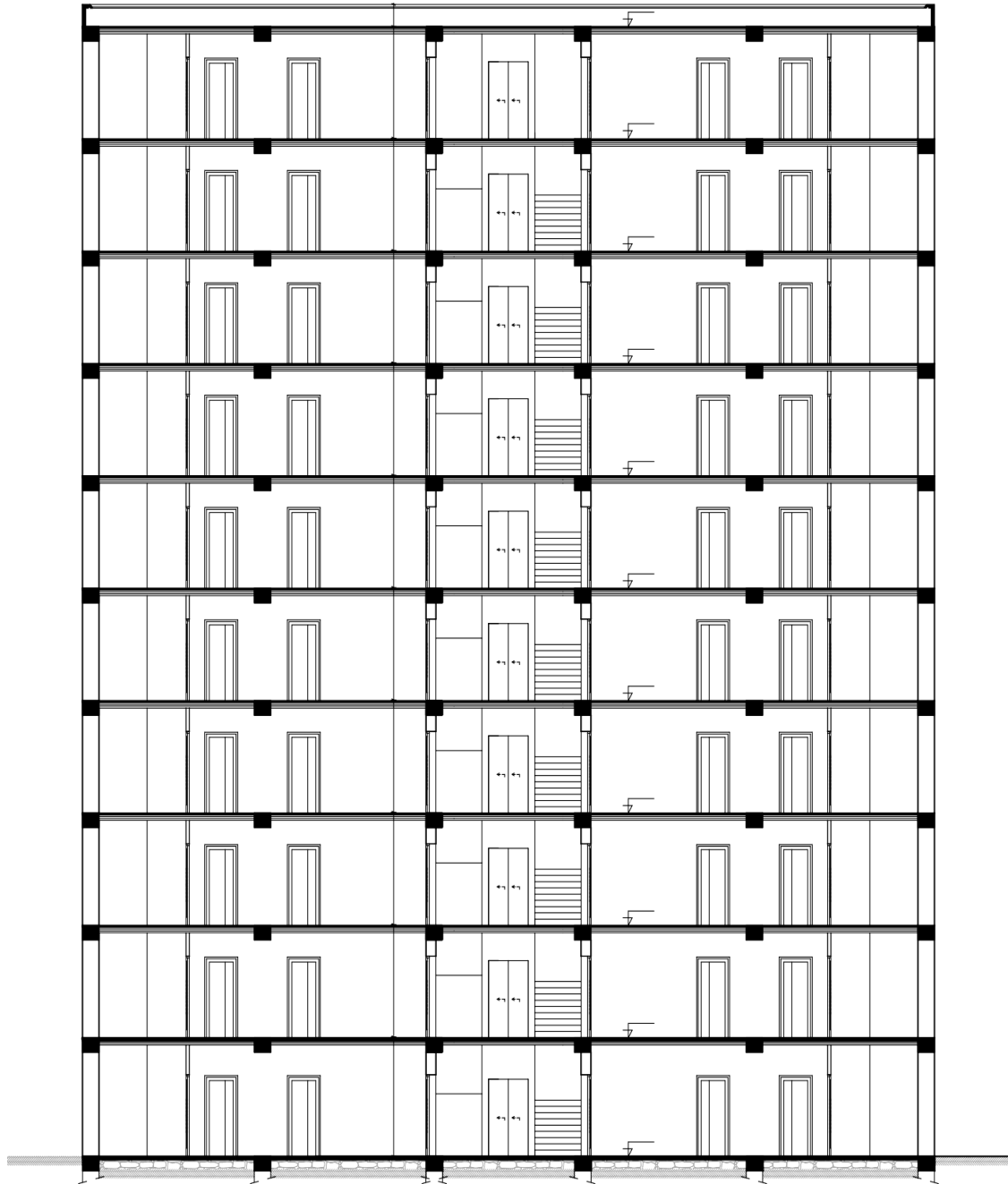


Plan Rdc + étage

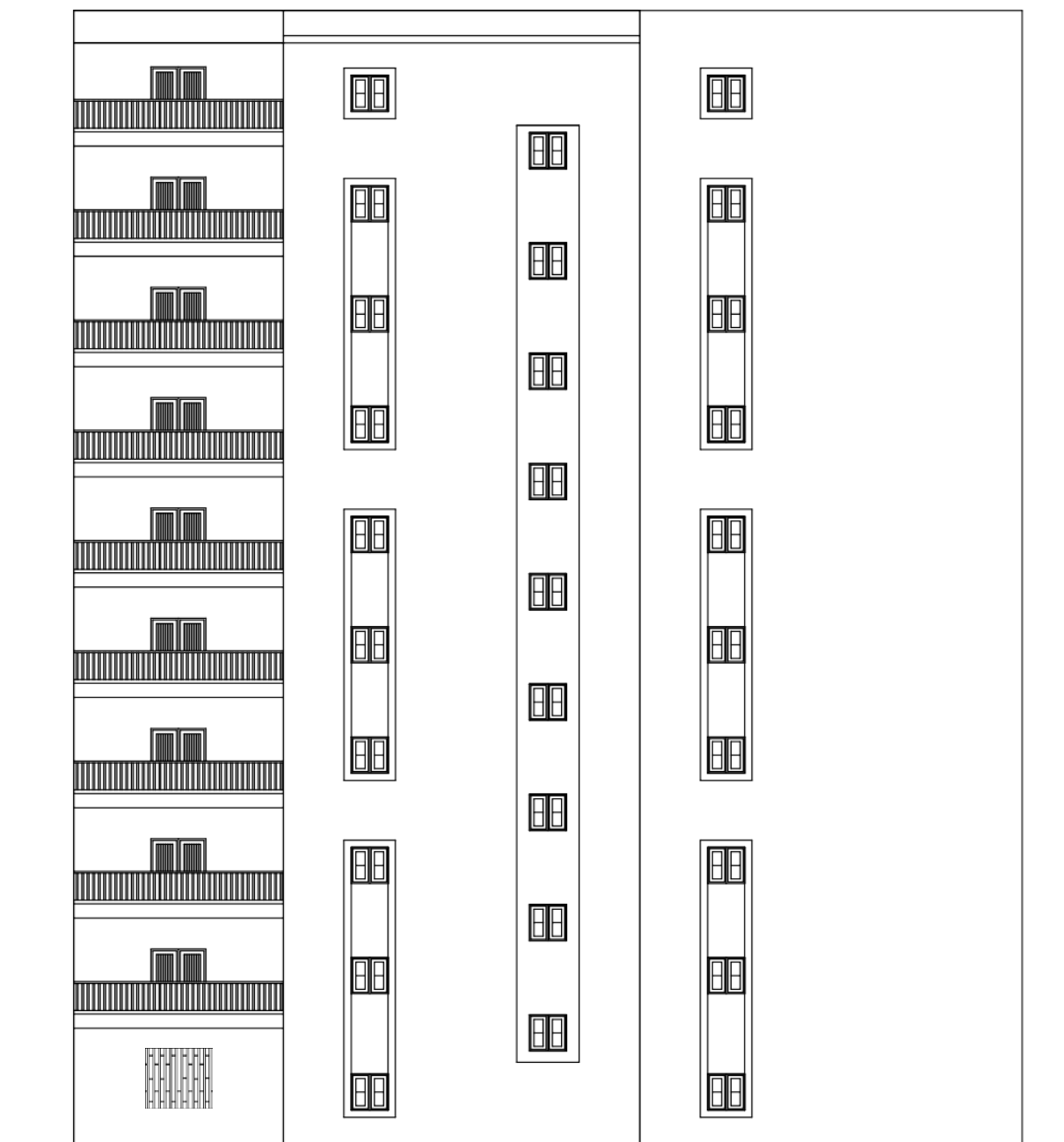
échelle 1/150



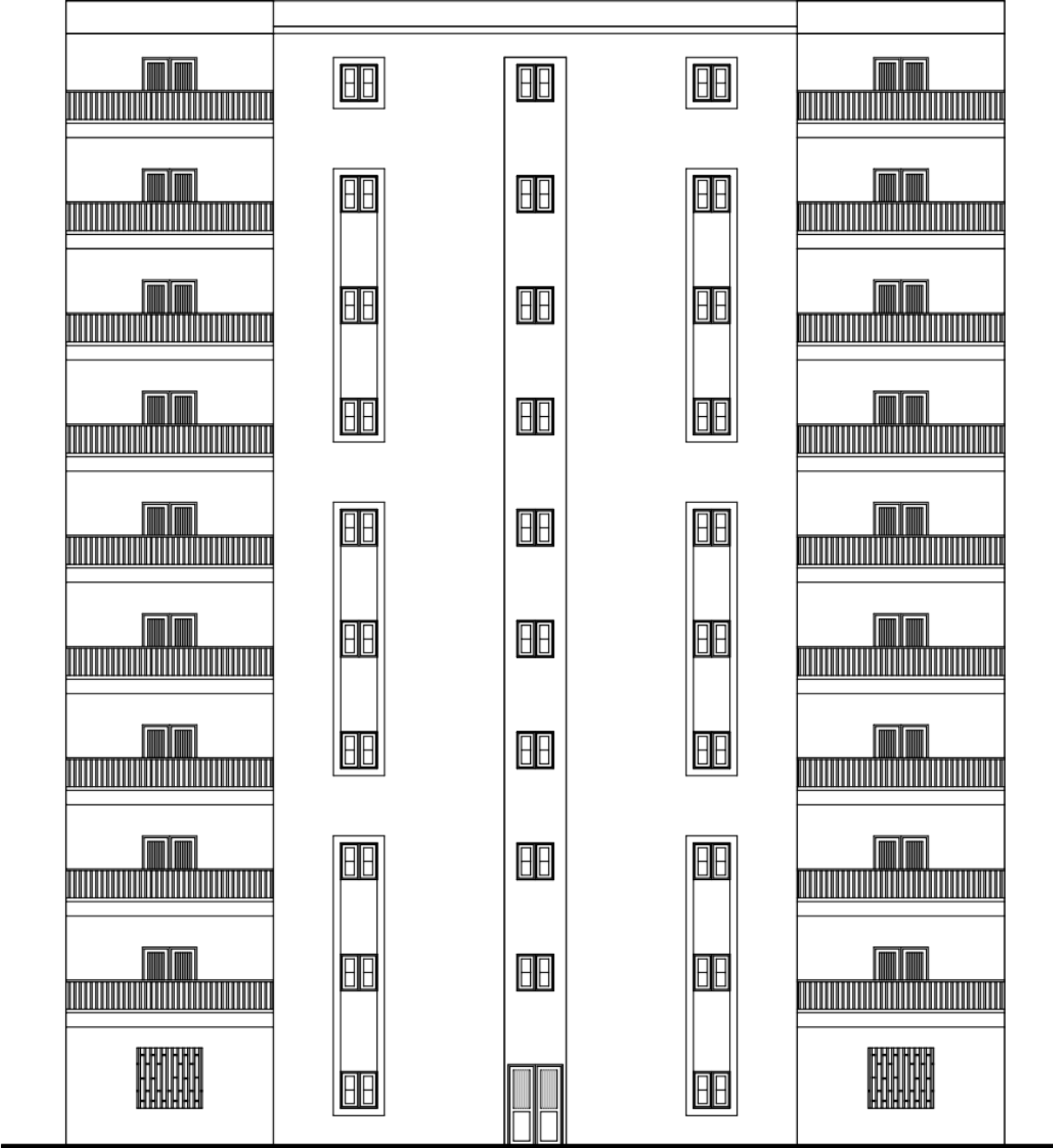
Coupe A - A



Coupe B-B



Facade posterieur



Facade Principale

INTRODUCTION GENERAL

Les structures en béton armé subissent souvent des dommages importants lors des grands tremblements de terre, surtout celles construites avec des portiques. Ces dommages sont généralement causés par une mauvaise conception du point de vue parasismique, un ferrailage mal adapté ou une mauvaise qualité des travaux. La conception et le calcul d'une structure que ce soit un bâtiment, un pont ou une autre construction spécifique .

L'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales. Le but de la présente étude est de proposer une structure en béton armé d'un bâtiment, comportant un RDC plus 9 étages à usage d'habitation (R+9 étages), dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, en déterminant les sections de béton et d'acier nécessaires afin que la superstructure transmette sans contraintes majeures à l'infrastructure les charges qui lui sont appliquées.

Chapitre I : Présentation Du Projet

I.1) INTRODUCTION :

Les structures en béton armé sont souvent gravement endommagées lors de tremblements de terre importants, en particulier les ossatures à portiques. Ces dommages sont généralement causés par une conception architecturale non conforme aux normes parasismiques, un ferrailage inadéquat et une mauvaise qualité d'exécution.

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons calculé un bâtiment de 10 étages (RDC + 9 étages) à usage d'habitation implanté à Jijel. C'est une zone classée par le RPA 2024 Comme une Zone de Sismicité Elevée (Zone VI) .

I.2) PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

I.2.1) Les caractéristiques géométriques:

En élévation :

Hauteur du RDC-----03.23 m

Hauteur étage courant-----03.06 m

Acrotère-----00.60 m

Hauteur totale-----31.37m.

En plan :

Longueur en plan-----25.30 m

Largeur en plan-----16.75 m

I.2.2) Données du site d'implantation :

L'ouvrage appartient au groupe d'importance 2 .

Le site est considéré comme un site meuble (S3).

La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1.70 \text{ bars}$.

I.2.3) Conception de la structure :

Ossature :

Ce sont des éléments de l'ouvrage qui assurent sa stabilité. Notre ouvrage est contreventé par un système mixte portiques et voiles en béton armé, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

Planchers corps creux :

On utilise un plancher en corps creux, qui présente les avantages suivants :

-Facilité de réalisation

-Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

-Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique .

Les Escaliers :

Sont des éléments secondaires, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les étages. Ils sont construits 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.

Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

La maçonnerie:

On a deux types de murs :

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 (pour L'isolation)

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

L'acrotère:

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

I.3) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le béton et l'acier possèdent les caractéristiques suivantes :

a) Le Béton :

Le béton est dosé en 350 kg/m³ en ciment (CEM II-CPJ42,5 ; HTS42.5 pour l'infrastructure).

La résistance à la compression à 28 jours : **F_{c28}=25 MPa.**

La résistance du béton à la traction est faible à 28 jours :

F_{t28} =0,6+0,06 F_{c28} =2,1 MPa.

à L'ELU La résistance en compression de calcul :
$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

γ_b=1.5 dans les combinaisons fondamentale et la durée d'application des charges supérieure a 24 heures (θ=1 F_{bu}=14.20 MPa).

γ_b=1.2 ans les combinaisons Accidentelle et la durée d'application des charges est inférieure à 1 heure (θ=1 F_{bu}=17.70 MPa)

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\Theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h.

$\Theta = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h , $\Theta = 0,85$ si la durée est inférieure à 1 h

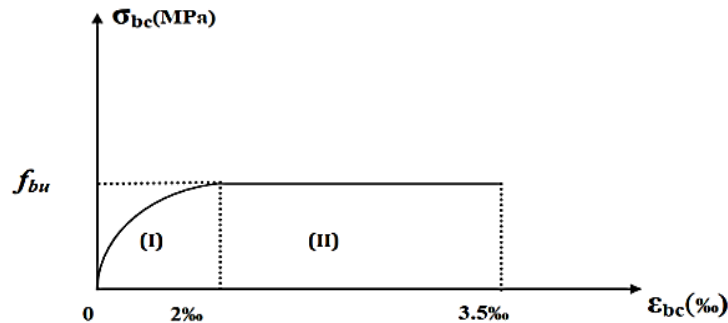


Figure 1: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU

à L'ELS : L'état limite de service est l'état à la durabilité des constructions et La contrainte de compression du béton est donnée par la formule : $\sigma_{bc} = 0.60 f_{cj}$

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

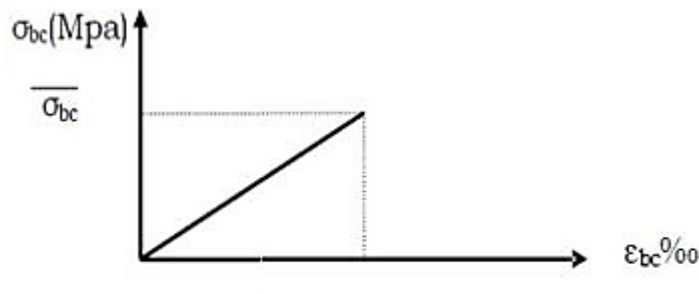


Figure 2: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS

La contrainte tangentielle limite à l'ELS : $\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d}$. Avec

T_u : Effort Tranchant

b_0 : largeur de la section cisailée ;

d : hauteur utile= $h-c$ (0,9 h position d'aciers tendus)

Cette contrainte (τ_u) ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Cas de fissurations peu Préjudiciable : $\tau_u \leq \min \{0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}\}$.

Cas de fissurations Préjudiciable : $\tau_u \leq \min \{0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa}\}$.

Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\tau_u \leq \min \{0.15f_{c28}/\gamma_b\}$.

Les modules de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa} \quad \text{Avec } f_{c28} = 25$$

$$\text{Donc } E_{i28} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

Le module de déformation différée du béton:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ Mpa} \quad \text{Avec } f_{c28} = 25 \quad \text{donc} \rightarrow E_{v28} = 10818,87 \text{ Mpa}.$$

Module de déformation transversale du béton :

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

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

ν : Coefficient de poiss

$\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.

$\nu = 0,2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

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.

b) L'acier :

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1 caractérisés par:

Limite élastique: $f_e = 400\text{Mpa}$.

Contrainte admissible: $\sigma_s = 348\text{Mpa}$.

Coefficient de fissuration: $\eta = 1.6$

Coefficient de sécurité: $\gamma_s = 1.15$

Module d'élasticité: $E_s = 2.105 \text{ Mpa}$.

Les tableau ci-dessous représente Les Types et Les caractéristiques des aciers

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau 1: Types et caractéristiques des aciers

Module d'élasticité longitudinale :

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

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

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 $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{situation durable} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$

Diagramme contrainte déformation de L'acier :

Le diagramme contrainte-déformation, présenté ci-dessous, est une représentation graphique essentielle qui révèle le comportement de l'acier sous contrainte de traction. L'axe des abscisses représente la déformation (allongement relatif de l'éprouvette), tandis que l'axe des ordonnées indique la contrainte (force appliquée divisée par la section initiale de l'éprouvette).

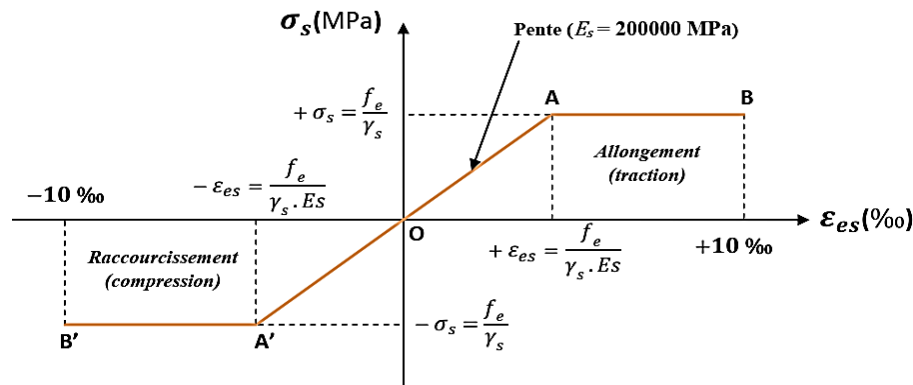


Figure 3: Diagramme de calcul contrainte-déformation de L'acier à l'ELU

I.4) Les Règlements de calcul :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

Règles Parasismique Algérienne RPA 2024 .

Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2).

Document techniques réglementaire (D.T.R. C 2-41) C.B.A. 93

Règlement neige et vent (RNV 2013).

Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en béton Armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL 91).

Chapitre II : Prédimensionnement Et Descente De Charge

II.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 de départ des éléments structuraux et Ces dimensions sont choisies selon les Règlements suivant : **RPA 2024** , **BAEL 91** et **CBA 93**

II.2) Prédimensionnement des éléments

II.2.1) Les Poutres:

II.2.1.1) Les Poutres Principales:

✚ Détermination H (La Hauteur du poutre) :

La Condition de La portée (BAEL) : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

L_{max} = longueur entre nus de la plus grande travée dans notre cas $L_{max}=5.35$ m

On Trouve : $\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \rightarrow$

$35.66 \leq h \leq 53.3$ On prend **H=45cm**

✚ Détermination B (La Largeur du poutre) :

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée par $0.3h \leq b \leq 0.7h$.

On trouve: $0.3 * 45 \leq b \leq 0.7 * 45$

$13.5 \leq b \leq 31.5$ On prend **B=30cm**

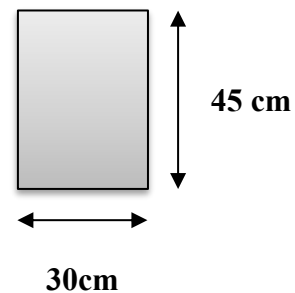
⇒ **Vérification selon le (RPA 2024) D'après L'article 7.5.1 :**

$B=30\text{cm} \geq 25 \text{ cm}$: en zone VI(Condition Vérifié)

$H=45\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$ en zone VI (Condition Vérifié)

$h/b=1.5 \leq 4 \text{ cm}$ (Condition Vérifié).

$B_{max}=30\text{cm} \leq (1.5 \times h + (b_1=50\text{cm}))= 117.5$ (Condition Vérifié).



Poutres principales

II.2.1.2) Les Poutres Secondaires:

✚ Détermination H (La Hauteur du poutre) :

La Condition de La portée (BAEL) : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

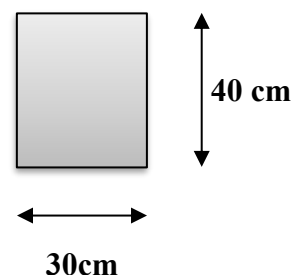
On Trouve : $\frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10}$

$31.33 \leq h \leq 47$ On prend **H=40cm**

✚ Détermination B (La Largeur du poutre) :

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur

On trouve: $0.3 * 40 \leq b \leq 0.7 * 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28$



Poutres Secondaire

On adopte la largeur à : **B=30cm**.

⇒ **Vérification selon le RPA 2024 D'après L'article 7.5.1 :**

$B=30\text{cm} \geq 25\text{ cm}$: en zone VI(Condition Vérifié)

$H=40\text{cm} \geq 30\text{ cm}$ (Condition Vérifié)

$h/b=1.33 \leq 4\text{ cm}$ (Condition Vérifié).

$B_{\max} = 30\text{cm} \leq (1.5 \times h + (b_1=50\text{cm})) = 110$ (Condition Vérifié).

Donc On Trouve :

➤ **Les Poutres Principales** → $(30 \times 45)\text{cm}^2$

➤ **Les Poutres Secondaires** → $(30 \times 40)\text{cm}^2$

II.2.2) Les Poteaux:

Selon Bael 91 on a :

$$L_f = 0.7 * H_0$$

H_0 : La longueur Libre (max) = 03.23m

$$L_f = 226.1\text{ cm}$$

$$\lambda_x = (\lambda_x = 3.46 * L_f / b_i) , (\lambda_y = 3.46 * L_f / h_i)$$

$$H_0 = 03.23 \rightarrow L_f = 226.1\text{ cm} \rightarrow (\lambda_x = 3.46 * L_f / b_i) \leq 70$$

$$H_0 = 03.23\text{ m} \rightarrow L_f = 226.1\text{ cm} \rightarrow (\lambda_y = 3.46 * L_f / h_i) \leq 70$$

$$(b_i \geq 11.18\text{ cm}) , (h_i \geq 11.18\text{ cm})$$

On propose une section de **$(50 \times 50)\text{cm}^2$**

⇒ **Vérification selon le RPA 2024 D'après L'article 7.4.1:**

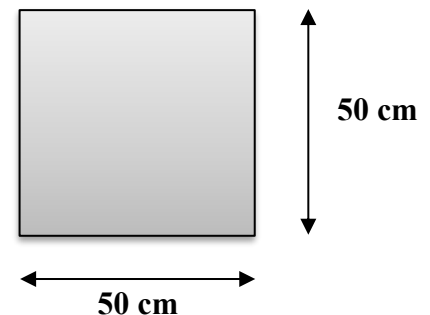
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{ cm}$: en zone IV,V,VI(Condition Vérifié)

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{L_{cl}}{20} = 15.30\text{cm}$ (étage courant)(Condition Vérifié)

$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{L_{cl}}{20} = 16.15\text{cm}$ (RDC)(Condition Vérifié)

$$\frac{1}{4} \ll \frac{b_1}{h_1} \ll 4 \rightarrow b_1 / h_1 = 1 \text{ donc} \dots\dots\dots(\text{Condition Vérifié})$$

***Remarque :** La section sera adoptée après avoir la descente de charges sur les poteaux.



Section du Poteaux

II.2.3) Les Voiles:

Le prédimensionnement du voile en béton Armé est justifié par **L'article 7.7.1 RPA 2024 :**

$$L_w \geq \max \left(\frac{H_e}{3} , (4 \times b_w) , 1\text{m} \right)$$

L_w : représente La longueur du voile

B_w : L'épaisseur minimale doit respecter La condition suivante : $b_w \geq \max \left(15\text{cm} , \frac{H_e}{20} \right)$

H_e : La Hauteur Libre d'étage $H_e \max = 323 - 40$ (Hauteur du poutre secondaire) = 283 cm .

L'épaisseur du voile (H rdc) : $b_w \geq \max (15\text{cm}, \frac{283}{20} = 14.15\text{cm})$.

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles $e = 15\text{ cm}$.

On adopte : L'épaisseur du voile **ép = 20 cm**

$L_w \geq \max (\frac{283}{3}, (4 \times 15), 1\text{m})$

$L_w \geq \max (0.943\text{ m}, 0.60\text{m}, 1\text{m})$

Donc on prend La Largeur du voile **Lw = 1 m**

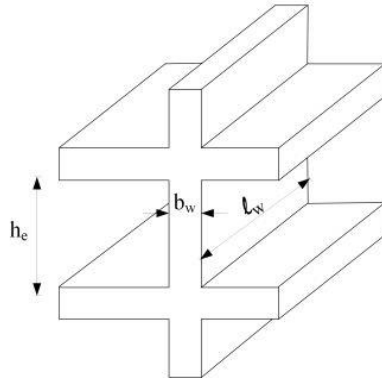


Figure 4: Coupe de voile en élévation

II.2.4) Plancher A Corp Creux:

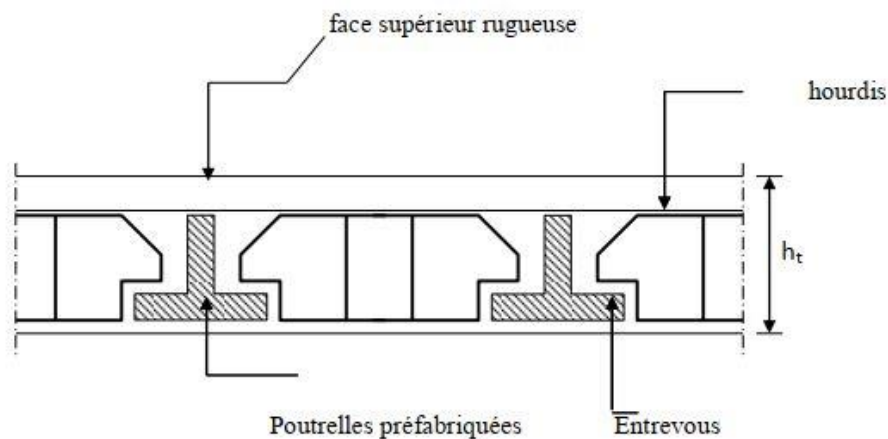


Figure 5: Plancher à Corp Creux

Selon La Condition de flèche : BAEL91 (art. B.6.8.423).

Le dimensionnement du plancher donné par la relation suivante : $\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$

L_{max} : est la plus grande portée parallèle au poutrelles entre nus .notre cas $L_{max} = 04.70\text{m}$

H_t : hauteur total (corps creux + dalle de compression)

Donc $\frac{L_{max}=470}{25} = 18.8\text{cm} \leq h_t \leq \frac{L_{max}=470}{20} = 23.5\text{ cm}$

On Prend un Plancher corp creux de **16+4 cm**

16 cm : La Hauteur du Corp Creux .

04cm : La Hauteur de table de compression .

Caractéristique Géométrique du Poutrelle :

La Largeur du Poutrelle déterminée par :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10}\right)$$

$$B_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot h_t = (8 \text{ à } 12)$$

On adopte : **b₀ = 12 cm, H₀ = 4cm**

L₁ = distance entre-axes de deux poutrelles successives. (l₁=60 cm)

L_x: 60-12=48 cm; L_y^{min} = 400cm

$$\min(L_x/2; L_y/10) = \min(24, 40) = 24 \rightarrow \frac{b-b_0}{2} \leq 24 \rightarrow b \leq 60\text{ cm}$$

On Prend une largeur efficace de la poutrelle **b =60 cm** donc **b₁=24.**

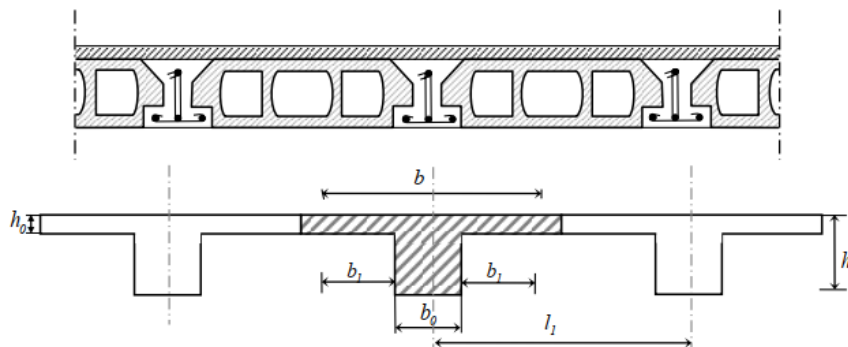


Figure 6:Caractéristique géométrique du poutrelle

II.2.5) Pré dimensionnement des escaliers:

Les escaliers sont des éléments permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment.

Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place .

Les différents éléments constituant un escalier sont :

h : hauteur de contre marche

g: largeur de marche (giron).

a) Au niveau rdc :

H = 03.23m

formule de BLONEL Les marches : $24 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$, on prend **g = 30 cm**

La hauteur des contremarches : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$; On prend **h = 17 cm**

La formule empirique de BLONDEL : $59 \leq (2h + g) \leq 66 \text{ cm}$

Nombre de contre marche : $n = (\text{Hrdc} / \text{hauteur de contremarch})$

$n = H/17$ **n = 19 contremarch**

On a deux volées donc : **10** contre-marche pour la première volée et **09** contre-marche pour la deuxième volée .

première volée:

Le nombre de march pour La première volée = $(n \text{ contre march} - 1) = 10 - 1 = \mathbf{9 \text{ marches}}$.

La longueur de La volée = $n \text{ marches} \times 30 = 9 \times 30 = 270 \text{ cm} = \mathbf{02.70 \text{ m}}$

Inclinaison de la paillasse :

$\text{tga} = \frac{170}{270}$ On prend **$\alpha = 32.19^\circ$**

deuxième volé :

Le nombre de march pour La première volée = $(n \text{ contre march} - 1) = 9 - 1 = \mathbf{8 \text{ marches}}$.

La longueur de La volée = $n \text{ marches} \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm} = \mathbf{02.40 \text{ m}}$

Inclinaison de la paillasse :

$\text{tga} = \frac{153}{240}$ On prend **$\alpha = 32.51^\circ$**

L'épaisseur de L'escalier : $L / 30 \leq e \leq L / 20$

$400 / 30 \leq e \leq 400 / 20$

$13.33 \text{ cm} \leq e \leq 20 \text{ cm}$: on prend : **ép=20 cm**

b) Au niveau étage :

H = 03.06 m

Giron : $g=30 \text{ cm}$.

Hauteur de la marche à partir de la formule de BLONDEL :

On a : $59 < 2h + g = 64 \text{ cm} < 66$

Pour : $h=17 \text{ cm}$

$Nc = H/h = 306/17 = \mathbf{18 \text{ contre marche}}$

On aura 18 contre marche entre chaque étage, on a deux volées donc **9 contre marches** par volée.

Le nombre de marche : $N=n-1 = 9-1 = \mathbf{8 \text{ marches}}$ par volée.

La longueur de volée : $l = N \cdot g = 8 \cdot 30 = 240 \text{ cm}$.

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tga} = \frac{153}{240} \text{ On prend } \alpha = 32.51^\circ$$

L'épaisseur : $L / 30 \leq e \leq L / 20$

$$500 / 30 \leq e \leq 500 / 20$$

$16.66 \text{ cm} \leq e \leq 25$: on prend : **ép=20 cm**

✚ Après Le prédimensionnement On trouve Deux escalier avec différentes dimensions représenté dans la figure ci-dessous.

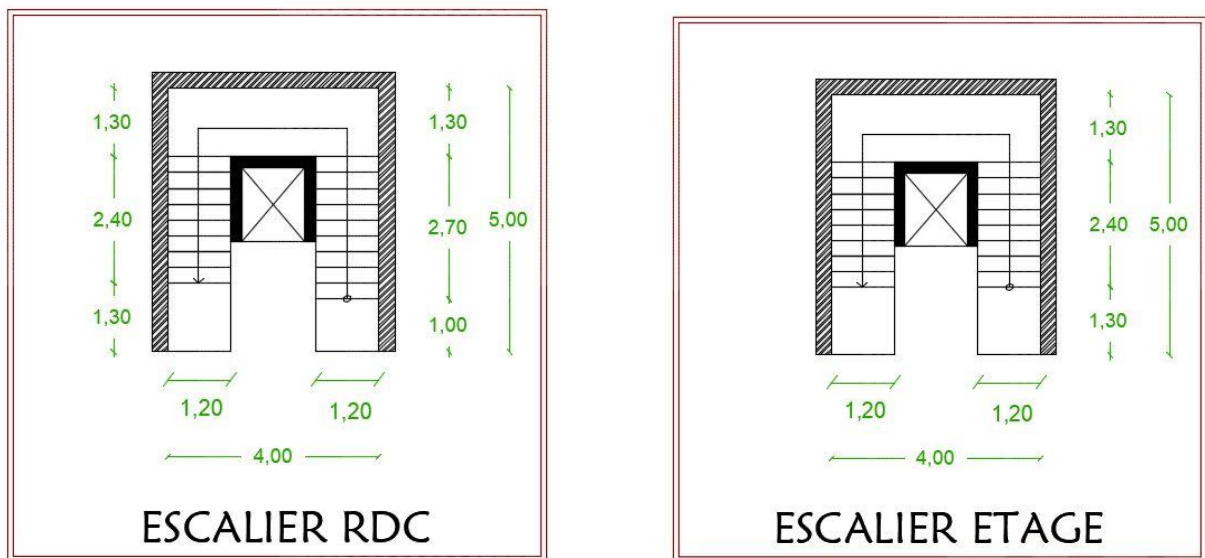


Figure 7: Les Escaliers du bâtiment après Le prédimensionnement

II.2.6) Pré dimensionnement de 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 .

Pour notre projet la terrasse inaccessible on prend **H =60 cm**.

S : la surface transversale totale de l'acrotère :

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

Le Poid de L'acrotère : $G = 0.0685 \times 2500 = 1.71 \text{ KN/ml}$

Surcharge de L'acrotère **Q= 1 kn /ml**

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

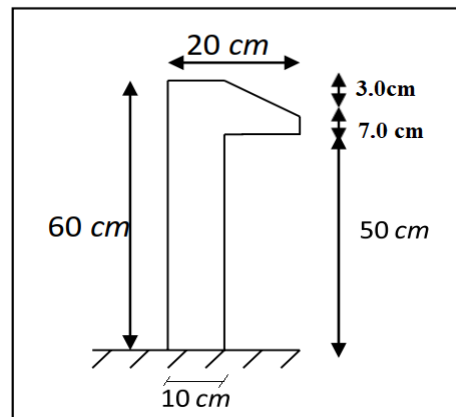


Figure 8:Schéma de L'acrotère

II.2.7) Pré dimensionnement de Balcon :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé. l'épaisseur est définie par les conditions suivantes :

✚ résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu ;

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu ;

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

On admet que : **ép = 12 cm.**

✚ Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{Lx}{35} < e < \frac{Lx}{30}$

Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq \frac{Lx}{20}$

Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{Lx}{50} < e < \frac{Lx}{40}$

Lx : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas ont a un seul appui comme console.

Donc on prennent : $e \geq \frac{Lx}{20}$

Les dalles qui reposent sur un appuis qui ont une portée égale à : $Lx=150 \text{ cm}$

On aura donc : $e \geq \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cm}$ On adopte **ép =15 cm** .

II.3) Descente des charges

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à le niveau ± 0.00 .

 **Le Rôle de descente des charges est :**

Évaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

 **Les types des charges** On a deux types :

G: représente le poids propre des éléments porteurs et non porteurs.

Q: représente les charges d'exploitation

II.3.1) Évaluation des charges et surcharges:

Plancher terrasse inaccessible:

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20	1
	étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
2	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
3	Forme de pente	0.07	22	1.54
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20

Tableau 2:Charges de planchers terrasse innaccessible

On trouve

La charge permanente : **$G = 05.87 \text{ KN/m}^2$**

La charge d'exploitation : **$Q = 01.00 \text{ KN/ m}^2$**

Plancher étages courants:

N°	Composant	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	20	0.40
2	Couche de sable	0.02	18	0.36
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Plancher en corps creux	0.20	-	2.85
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison intérieur	0.1	-	1

Tableau 3:charges de planchers etage courant

On trouve

La charge permanente : $G = 05.21 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 01.50 \text{ KN/ m}^2$

Les Balcons :

Composant	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
lit de sable	0.03	0.54
dalle pleine	0.15	3.75
Enduit de ciment	0.02	0.36

Tableau 4: Charges sur le balcon

On trouve

La charge permanente : $G = 05.49 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 03.50 \text{ KN/ m}^2$

Les ecaliers :

Désignation des éléments	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	5	5
Poids des marches	00	1.87
Mortier de pose	0.40	0.40
Carrelage	0.44	0.44
Garde de corps	00	0.60
Enduit de plâtre	0.15	0.15

Tableau 5: charges de l'escalier

On trouve

La charge permanente du palier : $G_{\text{palier}} = 06.00 \text{ KN/m}^2$

La charge permanente du paillasse : $G_{\text{paillasse}} = 08.46 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 02.50 \text{ KN/ m}^2$

Murs Exterieurs:

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	0.15
Briques creuses	0.15	1.30
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.015	0.21

Tableau 6:charges mur exterieur

La charge permanente totale qu'on a est : $G = 2.56 \text{ KN/m}^2$

Tableau récapitulatif:

	CHARGE PERMANENTES	SURCHARGES
PLANCHER TERRASSE	05.87 KN/ m ²	01.00 KN/ m ²
PLANCHER D'ETAGE COURANT	05.21 KN/ m ²	01.50 KN/ m ²
LES BALCONS	04.74 KN/ m ²	03.50 KN/ m ²
ESCALIER (PALIER)	04.74 KN/ m ²	02.50 KN/ m ²
ESCALIER (PAILLASSE)	07.21 KN/ m ²	02.50 KN/ m ²
MUR EXTERIEUR	02.56 KN/m ²	-

Tableau 7: Tableau récapitulatif des charges G+Q

II.3.2) Descente de charges sur le poteau (E-3) :

La descente de charge est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure. Les charges d'exploitation Q reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression [DTR.BC2.2] ,Elle est effectuée sur le poteau le plus sollicité.

Poteau intermédiaire E-3(50×50)cm²

La Surface afférente :

$$SG = S1+S2+S3+S4$$

$$S1 = (2.45 \times 2.60) - (0.10 \times 0.10) = 06.36 \text{ m}^2$$

$$S2 = (2.45 \times 2.60) - (0.10 \times 0.10) = 06.36 \text{ m}^2$$

$$S3 = (2.45 \times 2.775) - (0.10 \times 0.10) = 06.7887 \text{ m}^2$$

$$S4 = (2.45 \times 2.775) - (0.10 \times 0.10) = 06.7887 \text{ m}^2$$

$$SG = 26.30 \text{ m}^2$$

$$SQ_{\text{ter}} = (2.45 + 0.30 + 2.45) \times (2.775 + 0.3 + 2.6)$$

$$SQ_{\text{terrasse}} = 29.51 \text{ m}^2$$

$$SQ_{\text{étage}} = SQ_{\text{terrasse}} - \text{section du poteau}$$

$$SQ_{\text{étage}} = 29.51 - (0.50 \times 0.50)$$

$$SQ_{\text{étage}} = 29.26 \text{ m}^2$$

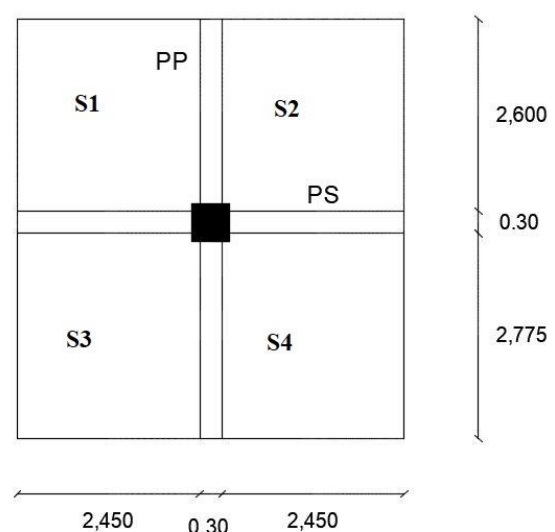


Figure 9: Surface Afférente du poteau

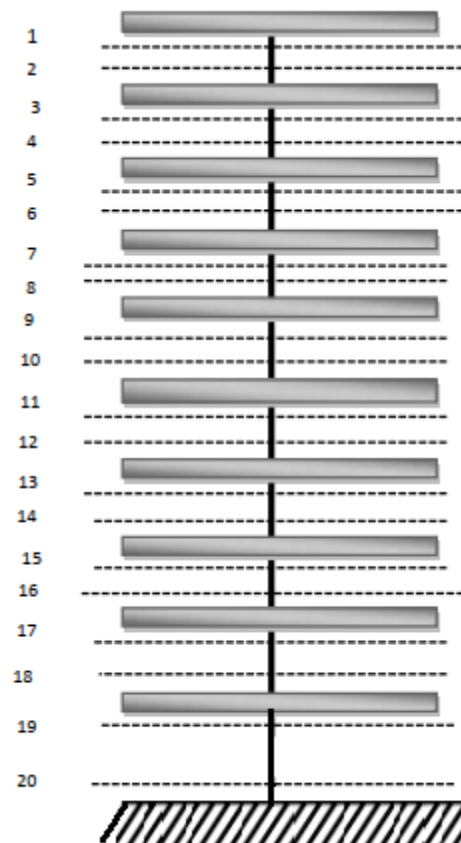


Figure 10:désignations des niveaux du poteau

Désignation	Estimation	G(KN)
Poids du Poteau rdc	$(0.5*0.5*3.23*25)$	20.187
Poids du Poteau étage	$(0.5*0.5*3.06*25)$	19.125
Poutre principal	$(0.3*0.45*5.17*25)$	17.45
Poutre secondaire	$(0.3*0.40*4.7*25)$	14.10
Plancher terrasse	05.87*26.30	154.38
Plancher étage courant	05.21*26.30	137.02

Tableau 8: Estimation des charges des élément

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : 154.38 Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10	185.93	29.51×1 =29.51
2-2	Venant 1-1 : 185.93		

	Poteau étage : 19.125	205.055	29.51
3-3	Venant 2-2 : 205.055 Plancher étage : 137.02 Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10	373.625	$(29.26 \times 1.5) + (29.51) = 73.40$
4-4	Venant 3-3: 373.625 Poteau étage : 19.125	392.75	73.40
5-5	Venant 4-4 : 392.75 Plancher étage : 137.02 Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10	561.32	$(29.26 \times 1.5) \times 0.9 + 73.40 = 112.9$
6-6	Venant 4-4 : 561.32 Poteau étage : 19.125	580.445	112.9
7-7	Venant 6-6 : 580.445 Plancher étage : 137.02 Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10	749.015	$(29.26 \times 1.5) \times 0.8 + 112.9 = 148$
8-8	Venant 7-7 : 749.015 Poteau étage : 19.125	768.14	148
9-9	Venant 8-8 : 768.14 Plancher étage : 137.02 Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10	936.71	$(29.26 \times 1.5) \times 0.7 + 148 = 178.7$
10-10	Venant 9-9: 936.71 Poteau étage : 19.125	955.835	178.7
11-11	Venant 10-10 : 955.835 Plancher étage : 137.02 Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10	1124.405	$(29.26 \times 1.5) \times 0.6 + 178.7 = 205.07$
12-12	Venant 11-11: 1124.405 Poteau étage : 19.125	1143.53	205.07
13-13	Venant 12-12: 1143.53 Plancher étage : 137.02 Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10	1312.1	$(29.26 \times 1.5) \times 0.5 + 205.07 = 227$
14-14	Venant 13-13 : 1312.1 Poteau étage : 19.125	1331.225	227
15-15	Venant 14-14 : 1331.225 Plancher étage : 137.02 Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10	1499.8	$(29.26 \times 1.5) \times 0.5 + 227 = 248.9$
16-16	Venant 15-15 : 1499.8 Poteau étage : 19.125	1518.92	248.9
17-17	Venant 16-16 : 1518.92 Plancher étage : 137.02	1687.5	$(29.26 \times 1.5) \times 0.5 + 248.9 = 270.9$

	Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10		
18-18	Venant 17-17 : 1687.5 Poteau étage : 19.125	1706.625	270.9
19-19	Venant 18-18 : 1706.625 Plancher étage : 137.02 Poutre principale : 17.45 Poutre secondaire : 14.10	1875.2	$(29.26 \times 1.5) \times 0.5 + 270.9 = 292.85$
20-20	Venant 19-19 : 1875.2 Poteau RDC : 20.187	1895.382	292.85
TOTAL		1895.38	292.85

Tableau 9: Descente des charges sur poteau central

La charge permanente : NG = 1895.38 KN.

La surcharge : NQ = 292.85 KN.

La charge à l'état limite ultime : Nu = 1.35 NG + 1.5 NQ = 2998 KN.

La charge à l'état limite de service : NS = NG + NQ = 2188.23 KN.

II.3.3) Vérification de la section de poteau E-3 (50×50) cm² :

🔗 **Vérification vis-à-vis BAEL 91 (B.8.4.1) :**

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

$$Nu = 1.35G + 1.5Q$$

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

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

$$L_f = 0.7L_0 \quad ; \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

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).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$Br = (a-2)(b-2)$] cm²

Poteau (50×50) cm² Nous avons $\lambda_x = \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h=b=50}$

$$\lambda_x = \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 3.23}{0.50} \rightarrow \lambda_x = \lambda_y = 15.66 \leq 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.82$$

*Pas de risque de flambement

$$Br = (h-2)(b-2) = (0.50-0.02)(0.50-0.02) = 0.2304 \text{ m}^2 = 230400 \text{ mm}^2$$

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

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

$$A_{min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

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

$$4 \times ((50 + 50) \times 2) = 800 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max(500 \text{ mm}^2; 800 \text{ mm}^2) = 800 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 1\% B \text{ (zone VI)} = 1/100 \times 500 \times 500 = 2500 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = 2500 \text{ mm}^2$$

$$\text{*Donc : } Nu \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0.9.\gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.82 \left[\frac{230400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2500 \frac{400}{1.15} \right]$$

$$Nu = 2998 \text{ KN} \leq \bar{Nu} = 4211.7 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié.}$$

 **Vérification vis-à-vis du RPA 2024 (ART 7.4.3) :**

$$v = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0.35$$

Nd : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : est la section brute du poteau.

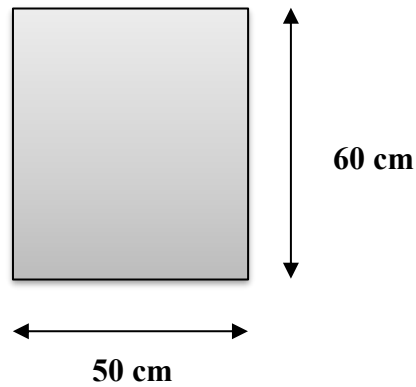
f_{cj}: est la résistance caractéristique du béton.

$$v = \frac{2188.23 \times 10^3}{(500 \times 500) \times 25} = 0.3501 \geq 0.35 \dots\dots\dots \text{Condition non Vérifié.}$$

Donc on adopte la section du poteau à (50×60) cm² .

On a : $Bc \geq \frac{Nd=2188.23 \times 10^3}{0.35 \times f_{c28}} \rightarrow \dots Bc \geq 2500 \text{ cm}^2$

✚ on adopte les dimensions pour les poteaux $(50 \times 60) = 3000 \text{ cm}^2 > 2500 \text{ cm}^2$.



Section adopté du poteaux

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1) INTRODUCTION :

Dans une structure on a deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux, qui participent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires, qui ne participent pas directement au contreventement.

Dans ce chapitre, nous avons calculé et étudié les éléments secondaires (plancher, acrotère, balcon, escalier). Le calcul de ces éléments se fait suivant le cheminement suivant : dimensionnement, évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges toutes en respectant les règlements (**BAEL 91 , RPA 2024**) .

III.2) L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu pour contourner le bâtiment au niveau de laterrasse, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé .

2.1) Mode de Travail :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée a 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 appliquée à L'extrémité supérieure.
- Un effort normal "**N**" appliquée au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "**G**".
- La force horizontale **Fpk** agissant sur les éléments non structuraux (**ART.6.2.3 RPA 2024**)

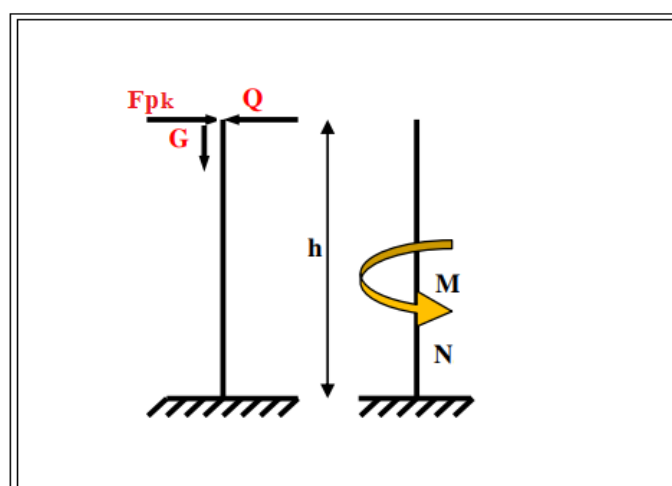


Figure 11: Shéma statique de L'acrotère

2.2) Évaluation des charges :

$G = 1.71 \text{ KN/ml} + \text{Crippisage } 1\text{cm d'épaisseur}$

$$G = 1.71 + (0.01 \times 22 \times 0.6)$$

$$G = 1.842 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \text{ kN/ml}$$

$$F_{pk} = (A.I.S) . C_p . \left(1 + \frac{3.Hz}{H} \right) . W_p$$

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- W_p : Poids de l'élément considéré
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base.

Calcul F_{pk} :

Force sismique : La force sismique horizontale (F_{pk}) est donnée par la formule suivant :

$$F_{pk} = (A.I.S) . C_p . \left(1 + \frac{3.Hz}{H} \right) . W_p$$

$$\text{Donc : } F_{pk} = (0.30 \times 1 \times 1.30) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3.06 \times 3}{31.37} \right) \times 1.84$$

$$F_{pk} = 0.74 \text{ KN}$$

$$F = \max [F_p ; Q] = \max [0.74 \text{ kN/ml} ; 1,00 \text{ kN/ml}] = 1,00 \text{ kN/ml.}$$

$$\text{Donc } \mathbf{G = 1.84 \text{ KN/ml} ; F = 01.00 \text{ KN/ml}}$$

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

2.3) Les Sollicitations :**E.L.U**

$$N = 1 \times G = 1.84 \text{ KN/ml}$$

$$M = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$T = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ kN.}$$

Combinaisons d'actions :

$$N_u = 1.84 \text{ kn/ml}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN/ml}$$

E.L.S

$$N_{ser} = N_g = 1.84 \text{ KN/ml} \quad M_{ser} ; \quad M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m.}$$

2.4) Calcul de Ferailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$, On adopte l'enrobage des armatures exposées aux intempéries.

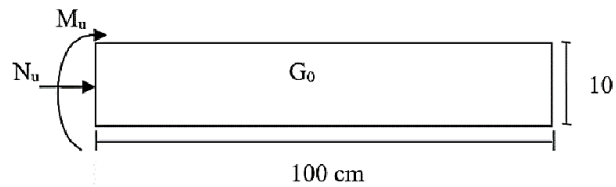


Figure 12:sollicitations de L'acrotère

a) Armatures longitudinales

Le calcul se fait sur une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

• E.L.U:

- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.9}{1.84} = 0.48 \text{ m}$$

$$h/2 = 0.10 / 2 = 0.05 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.48 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée.

Calcul à la flexion simple :

$$MA = Mu + Nu \times ((h/2) - c) = 0.9 + 1.84 \times (0.05 - 0.03) = 0.936$$

$$\mu = \frac{MA}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{936}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.013 \leq \mu_l = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.016) = 0.99$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_{st}} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$Au = \frac{MA}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{936}{348 \times 0.99 \times 7} = 0.387 \text{ cm}^2$$

Calcul à la flexion composée :

$$A = Au - \frac{Nu}{100 \times \sigma_{st}} = 0.33 \text{ cm}^2$$

• **E.L.S:**

Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.84} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

la section est partiellement comprimée.

La contrainte de traction d'armature :

fissuration préjudiciable $\Rightarrow \sigma_s = \min(2/3 f_e, \text{Max}(0.5 \times f_e; 110(\eta \cdot f_{t28})^{1/2}))$

$\min(2/3 \cdot 400; 110(1.6 \times 2.1)^{1/2})$.

FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$ (coefficient de fissuration).

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul à la flexion simple :

$$M_A = M_{ser} + N_{ser} \times ((h/2) - c)$$

$$M_A = 0.6 + 1.84 \times (0.05 - 0.03) = 0.636$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{636}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.009 \leq \mu_l = 0.392$$

$$(A' = 0); \alpha = 0.011; \beta = 0.99$$

$$A_{ser} = \frac{M_A}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{636}{201.63 \times 0.99 \times 7} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Calcul à la flexion composée :

$$A = A_{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \times \sigma_{st}} = 0.36 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à l'E.L.U :**

Condition de non Fragilité : (BAEL A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max(A_u; A_{ser}; A_{\min}) \Rightarrow \max(0.33; 0.36; 0.84) \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = A_{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 5\emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2$.

Vérification de l'effort tranchant: BAEL (A.5.1,1) :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ mpa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\tau_{adm} \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA}) = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ mpa} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{ mpa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Armatures De Répartition :

$$A_r = \left(\frac{1}{4} ; \frac{1}{2} \right) A_l$$

$$A_r = (0.35 ; 0.70)$$

On adopte : $A_r = 3 \text{ } \varnothing 6 = 0.85 \text{ cm}^2$.

c) Espacement des Armatures :

Les armatures longitudinales

$$S_L \leq \min (2.5h, 25\text{cm}) = \min (2.5 \times 10 = 25, 25)$$

$$S_L = 25 \text{ cm}$$

$A_l = 5 \text{ } \varnothing 6$ Avec Espacement De $S_L = 25 \text{ cm}$.

Les armatures De Répartition :

$$S_R \leq \min (4h, 40\text{cm}) = \min (4 \times 10 = 40, 40)$$

$$S_R = 100/3 = 33 \text{ cm}$$

$$S_R = 25 \text{ cm}$$

$A_R = 3 \text{ } \varnothing 6$ Avec Espacement De $S_R = 25 \text{ cm}$.

2.5) Présentation de ferrailage:

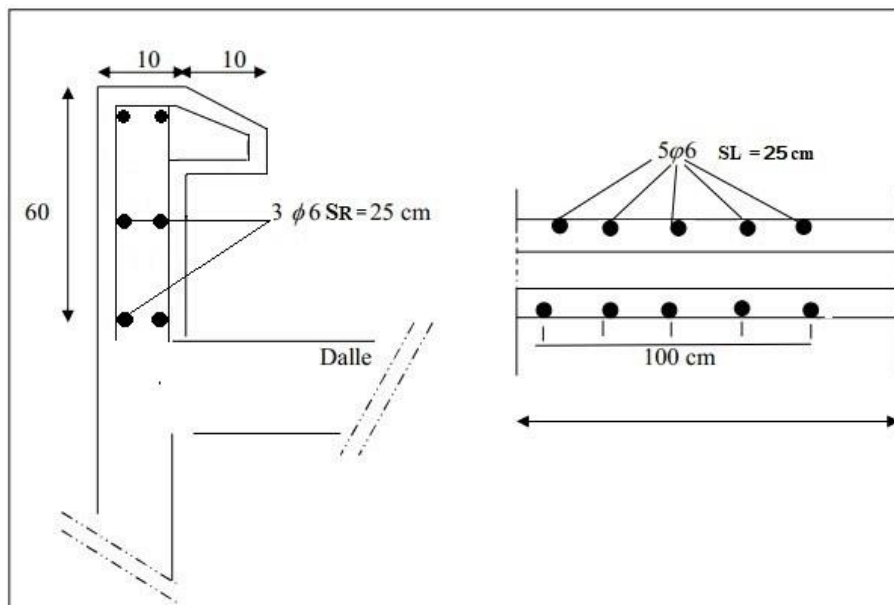


Figure 13: Schéma du Ferrailage de L'acrotère

III.3) Les Balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans la poutres On adopte une épaisseur de 12 cm .

III.3.1) Méthode de calcul :

Balcon appui sur un seul appui (Console) , Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : Charge concentrée due au poids des murs extérieurs.

On a un seul type de balcons : $L_x = 1.5$ m.

III.3.2) Evaluation des charges :

Balcon accessible :

La charge permanente : $G = 05.49 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 03.50 \text{ KN/ m}^2$

Murs extérieurs:

La hauteur du mur : 01.10 m .

$$P = 2.56 \times 1.1 \times 1 = 2.816 \text{ KN}$$

$$P = 2.816 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times 2.816 = 3.80 \text{ KN}$$

Force Horizontal F_{pk} (Rpa) :

$$F_{pk} = (A.I.S) . C_p . \left(1 + \frac{3.H_z}{H} \right) . W_p$$

$$F_{pk} = (0.30 \times 1 \times 1.30) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 3.23}{30.77} \right) \times 5.49$$

$$F_{pk} = 2.25 \text{ KN/m}^2$$

$$F = \max [F_p ; Q] = \max [2.25 ; 3.5]$$

$$F = Q = 3.5 \text{ KN/ m}^2$$

III.3.3) Les Sollicitations :

ELU :

$$P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times (5.49) + 1.5(3.5) = 12.66 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} + (P_u (\text{mur}) \times L) = \frac{12.66 \times 1.5^2}{2} + (1.35 \times 2.816 \times 1.5)$$

$$M_u = 19.94 \text{ KN.m}$$

ELS :

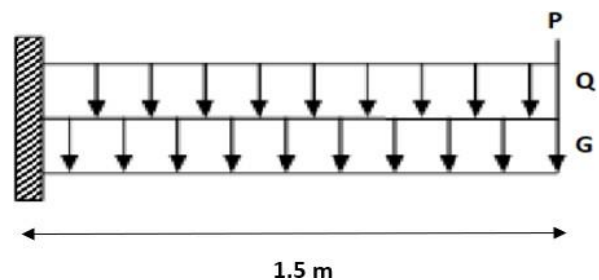


Figure 14: Shéma statique de balcon

$$P_{ser} = G + Q = 9 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} \times L^2}{2} + (P(\text{mur}) \times L) = \frac{9 \times 1.5^2}{2} + (2.816 \times 1.5)$$

$$M_{ser} = 14.35 \text{ Kn.m}$$

$$T_u = P_u \times L + P_u(\text{mur}) = (12.66 \times 1.5) + 3.80$$

$$T_u = 22.79 \text{ KN}$$

	M (KN)	T (KN)
ELU	19.94	22.79
ELS	14.35	-

Tableau 10 : Sollicitation du Balcon

III.3.4) Calcul de Ferrailage :

✚ Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

Fissuration peu Préjuduciable.

On prend : C = 3 cm ; C = 15 - 3 = 12 cm.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \mu = \frac{19940}{14.2 \times 100 \times 12^2} = 0.09 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée .

$$\mu = 0.09, \alpha = 0.11, \beta = 0.95$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{19940}{348 \times 0.95 \times 12} = 5.02 \text{ cm}^2$$

✚ Vérification à l'E.L.S :

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

MU	MSER	γ	α	$\bar{\alpha}$	Condition $\alpha \leq \bar{\alpha}$
18.81	13.5	1.38	0.11	0.44	Vérifié

Tableau 11: Vérification des sollicitations à l'E.L.S

✚ Pourcentage minimal BAEL :

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A(1)_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité BAEL :

$$A^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A^{min}(2) \geq 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_u (\text{cm}^2)$	$A^{min}(2) (\text{cm}^2)$	$A(1)_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adopté} (\text{cm}^2)$
05.02	1.45	1.5	5.02	5HA12=5.65 cm ²

Tableau 12: Résultats ferrailage du balcon

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{22790}{1000 \times 90} = 0.25 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u = 0.25 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3 \text{ } \varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures :

Armature longitudinale :

$$S_L \leq \min (3h ; 33\text{cm})$$

On prend $S_L = 20\text{cm}$

armature de répartition :

$$S_t \leq \min (4h , 45\text{cm}) \text{ On prend } S_t = 30\text{cm}$$

Vérification de la flèche (BAEL) :

$$\frac{Ht}{l} = \frac{15}{150} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{565}{1000 \times 90} = 0.006 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

$$\frac{Ht}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.1 \geq 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

III.3.5) Présentation de ferrailage:

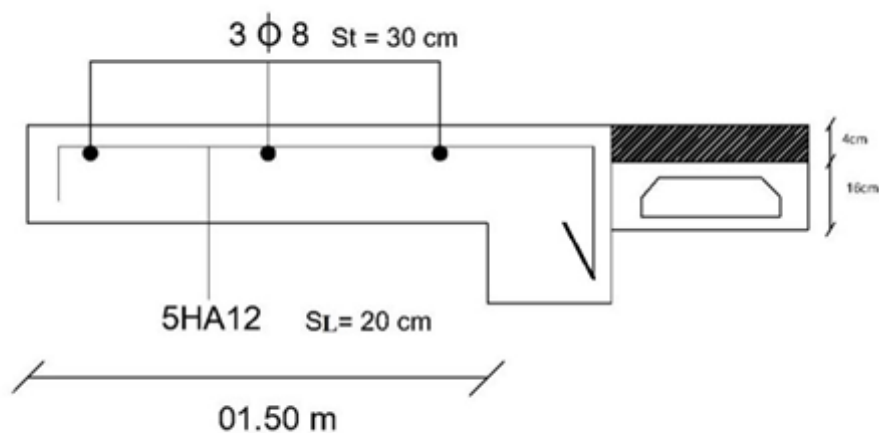


Figure 15: Ferrailage de Balcon

III.4) Les Escaliers :

L'escalier se calcule comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur.

III.4.1) Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une section rectangulaire soumise à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

On a deux types d'escaliers (rdc+etages) et composé de :

- ✓ Paliers d'épaisseur 20 cm.
- ✓ Volées parallèles d'épaisseur 20 cm.
- ✓ Giron (marche) de 30cm.
- ✓ Contre marche de 17cm

III.4.2) Evaluation des charges :

La charge permanente du palier : $G_{\text{palier}} \cdot 1\text{m} = 06.00 \text{ KN/ml}$

La charge permanente du paillasse : $G_{\text{paillasse}} \cdot 1\text{m} = 08.46 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation : $Q \cdot 1\text{m} = 02.50 \text{ KN/ml}$

III.4.3) Les Sollicitations :

a) Escalier Rdc:

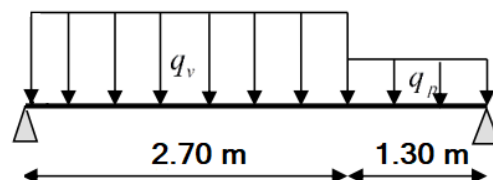


Figure 16 : Schéma statique avec chargement de L'escalier (Rdc)

ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

Palier $\rightarrow P_u = (1.35 \cdot 6) + (1.5 \cdot 2.5) \rightarrow P_u = 11.85 \text{ KN/ml}$

Paillasse $\rightarrow P_u = (1.35 \cdot 8.46) + (1.5 \cdot 2.5) \rightarrow P_u = 15.17 \text{ KN/ml}$

La Charge Equivalente :

$$P_{\text{eq}} = \frac{\sum P_i \cdot L_i}{\sum L_i} = \frac{(15.17 \cdot 2.70) + (11.85 \cdot 1.30)}{2.70 + 1.30} = 14.09 \text{ KN/ml}$$

Les Moments : Moment isostatique : $M_0 = \frac{P_{\text{eq}} \times L^2}{8} = \frac{14.09 \times 4^2}{8} = 28.18 \text{ Kn.m}$

Note :

En travée, on considère $M_t = 0.85 M_0$

En appuis, on considère $M_a = 0.3 M_0$

On Trouve :

En travée $M_t = 0.85 \times 28.18 = 23.95 \text{ kn.m}$

En appuis $M_a = 0.3 \times 28.18 = 08.45 \text{ kn.m}$

L'effort Tranchant ELU :

$$T = \frac{P_{\text{eq}} \times L}{2} = \frac{14.09 \times 4}{2} = 28.18 \text{ kn}$$

ELS : Pu = G + Q

Palier $\rightarrow P_{\text{ser}} = (6) + (2.5) \rightarrow P_{\text{ser}} = 08.50 \text{ KN/ml}$

Paillasse $\rightarrow P_{\text{ser}} = (8.46) + (2.5) \rightarrow P_{\text{ser}} = 10.96 \text{ KN/ml}$

La Charge Equivalente :

$$P_{\text{eq}} = \frac{\sum P_i * L_i}{\sum L_i} = \frac{(10.96 * 2.70) + (08.50 * 1.30)}{2.70 + 1.30} = 10.16 \text{ KN/ml}$$

Les Moments :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{P_{\text{eq}} \times L^2}{8} = \frac{10.16 \times 4^2}{8} = 20.32 \text{ Kn.m}$$

En travée $M_t = 0.85 \times 20.32 = 17.27 \text{ kn.m}$

En appuis $M_a = 0.3 \times 20.32 = 06.09 \text{ kn.m}$

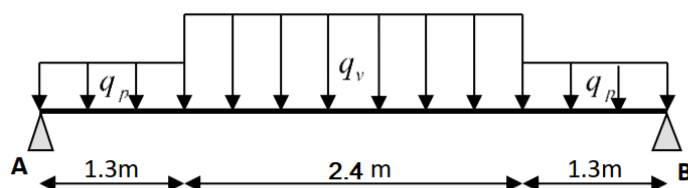
L'effort Tranchant ELS :

$$T = \frac{P_{\text{eq}} \times L}{2} = \frac{10.16 \times 4}{2} = 20.32 \text{ kn}$$

Tableau récapitulatif:

	P _{eq} (kn)	M ₀ (Kn.m)	M appuis (Kn.m)	M travé (kn.m)	T (Kn)
ELU	14.09	28.18	8.45	23.95	28.18
ELS	10.16	20.32	6.09	17.27	20.32

Tableau 13: Sollicitation de L'escalier (Rdc)

b) Escalier étage:

F

age)

ELU :

$$\text{Palier} \rightarrow P_u = (1.35 * 6) + (1.5 * 2.5) \rightarrow P_u = 11.85 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Paillasse} \rightarrow P_u = (1.35 * 8.46) + (1.5 * 2.5) \rightarrow P_u = 15.17 \text{ KN/ml}$$

La Charge Equivalente :

$$P_{\text{eq}} = \frac{\sum P_i * L_i}{\sum L_i} = \frac{(15.17 * 2.40) + (11.85 * 2.60)}{2.40 + 2.6} = 13.44 \text{ KN/ml}$$

Les Moments : Moment isostatique : $M_0 = \frac{P_{\text{eq}} \times L^2}{8} = \frac{13.44 \times 5^2}{8} = 42.01 \text{ Kn.m}$

$$M_t = 0.85 M_0$$

$$M_a = 0.3 M_0$$

On Trouve :

En travée $M_t = 0.85 \times 42 = 35.70 \text{ kn.m}$

En appuis $M_a = 0.3 \times 42 = 12.60 \text{ kn.m}$

L'effort Tranchant ELU :

$$T = \frac{P_{\text{eq}} \times L}{2} = \frac{13.44 \times 5}{2} = 33.6 \text{ kn}$$

ELS :

Palier $\rightarrow P_{\text{ser}} = (6) + (2.5) \rightarrow P_{\text{ser}} = 08.50 \text{ KN/ml}$

Paillasse $\rightarrow P_{\text{ser}} = (8.46) + (2.5) \rightarrow P_{\text{ser}} = 10.96 \text{ KN/ml}$

La Charge Equivalente :

$$P_{\text{eq}} = \frac{\sum P_i * L_i}{\sum L_i} = \frac{(10.96 * 2.40) + (08.50 * 2.60)}{2.40 + 2.60} = 09.68 \text{ KN/ml}$$

Les Moments :

Moment isostatique : $M_0 = \frac{P_{\text{eq}} \times L^2}{8} = \frac{9.68 \times 5^2}{8} = 30.25 \text{ Kn.m}$

En travée $M_t = 0.85 \times 30.25 = 25.71 \text{ kn.m}$

En appuis $M_a = 0.3 \times 30.25 = 09.07 \text{ kn.m}$

L'effort Tranchant ELS :

$$T = \frac{P_{\text{eq}} \times L}{2} = \frac{9.68 \times 5}{2} = 24.20 \text{ kn}$$

Tableau récapitulatif:

	P _{eq} (kn)	M ₀ (Kn.m)	M appuis (Kn.m)	M travé (kn.m)	T (Kn)
ELU	13.44	42.01	12.60	35.70	33.60
ELS	09.68	30.25	09.07	25.71	24.20

Tableau 14: Sollicitation de L'escalier (étage)

III.4.4) Calcul de Ferrailage :

a) Escalier étage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h)

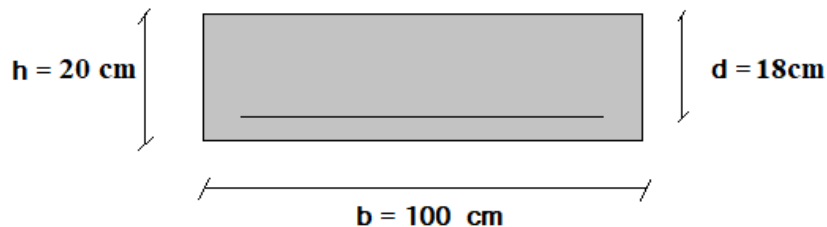


Figure 18 : Section de l'escalier à ferrailer

Les armatures longitudinales:

ELU :

$h = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\bar{\sigma} = 14,2 \text{ Mpa}$

✚ Sur travée :

$M_{\text{travée}} = 35.70 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{35.70 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.07$$

$\mu = 0.07 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow \text{pas d'armateur comprimé.}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.09) = 0.96$$

$$\alpha = 0.09 \rightarrow \beta = 0.96$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{35.70 \times 10^6}{348 \times 0.96 \times 180} = 593.67 \text{ mm}^2 = 5.94 \text{ cm}^2$$

✚ Sur Appui :

$M_{\text{appui}} = 12.60 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{12.60 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.03$$

$$\mu = 0.03 < \mu_l = 0.392$$

pivot A $\rightarrow$ pas d'armateur comprimé.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.03) = 0.98$$

$$\alpha = 0.03 \rightarrow \beta = 0.98$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{12.60 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 180} = 205 \text{ mm}^2 = 2.05 \text{ cm}^2$$

	M (kn.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
En Travé	35.70	5.94	6HA12=6.79
En Appui	12.60	2.05	5T8=2.51

Tableau 15 :Résultats de ferrailage à ELU

ELS :

 Sur travé :

M travé = 25.71 Kn.m1

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{25.71 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.05$$

 $\mu = 0.05 < \mu_l = 0.392 \rightarrow$ pivot A $\rightarrow$ pas d'armateur comprimé.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.06) = 0.97$$

$$\alpha = 0.06 \rightarrow \beta = 0.97$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{25.71 \times 10^6}{348 \times 0.95 \times 180} = 432 \text{ mm}^2 = 4.32 \text{ cm}^2$$

 Sur Appui :

M appui = 9.07 Kn.m

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9.07 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu = 0.02 < \mu_l = 0.392$$

pivot A $\rightarrow$ pas d'armateur comprimé.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.03) = 0.98$$

$$\alpha = 0.03 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{7.90 \times 10^6}{348 \times 0.988 \times 180} = 127.65 \text{ mm}^2 = 1.28 \text{ cm}^2$$

Tableau Résumé de calcul à ELS:

	M (kn.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
En Travé	25.71	4.32	5HA12=5.65
En Appui	9.07	1.28	3T10=2.36

Tableau 16:Résultats de ferrailage à ELS

Condition de non-fragilité: BAEL91 (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A^{\min} \geq 2.17 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimale: B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A_{\min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{(1) \min} \geq 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Résultat du Ferraillage

En travé :

Au (cm ²)	A ^{min} (1) (cm ²)	A (2) min (cm ²)	A ser	A adopté(cm ²)
5.94	2.17	2	4.32	6HA12= 6.79

En Appui

Au (cm ²)	A ^{min} (1) (cm ²)	A (2) min (cm ²)	A ser	A adopté(cm ²)
02.050	2.17	2	1.28	5T8=2.51

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{33600}{1000 \times 180} = 0.18 \text{ MPA}$$

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

$$\tau_u = 0.18 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

Armatures de repartition:

$$A_{\text{travé}} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.70 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4 \text{ } \varnothing 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{appui}} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.62 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3 \text{ } \varnothing 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures :

En travé + En appui

Armature longitudinale :

$$S_L \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = (45; 33)$$

On prend $S_L = 20\text{cm}$

armature de répartition :

$$S_t \leq \min (4h , 45\text{cm}) \text{ On prend } S_t = 30 \text{ cm}$$

b) Escalier Rdc :

Les armatures longitudinales:

ELU :

$$h = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; c = 2 \text{ cm} ; \bar{\sigma} = 14.2 \text{ Mpa}$$

Sur travé :

$$M_{\text{travé}} = 23.95 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{Mt}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23.95 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.05$$

$\mu=0.05 < \mu_l=0.392 \rightarrow$ pivot A $\rightarrow$ pas d'armateur comprimé.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha=0.06) = 0.97$$

$$\alpha=0.06 \rightarrow \beta=0.97$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{23.95 \times 10^6}{348 \times 0.97 \times 180} = 411 \text{ mm}^2 = 4.11 \text{ cm}^2$$

 Sur Appui :

$$M_{appui} = 8.45 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{8.45 \times 10^6}{1000 \times 180^2 \times 14.2} = 0.02$$

$$\mu=0.02 < \mu_l=0.392$$

pivot A $\rightarrow$ pas d'armateur comprimé.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha=0.03) = 0.98$$

$$\alpha=0.03 \rightarrow \beta=0.98$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{8.45 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 180} = 1376 \text{ mm}^2 = 1.38 \text{ cm}^2$$

Résumé ;

	M (kn.m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
En Travé	23.95	4.11	4HA12=4.52
En Appui	8.45	1.38	4T8=2.01

Tableau 17: escalier rdc section calculé

Armatures de repartition:

$$A_{travé} = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4 \text{ } \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{appui} = \frac{A_{adopté}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 4 \text{ } \emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

L'espacement des armatures :

En travé + En appui

Armature longitudinale :

$$SL \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = (45; 33) \text{ On prend } SL = 30\text{cm}$$

$$\text{armature de répartition : } St \leq \min (4h , 45\text{cm}) \text{ On prend } St = 30\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant : (BAEL)

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{28.18}{100 \times 13} = 0.02 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié.}$$

III.4.5) Présentation de ferrailage:

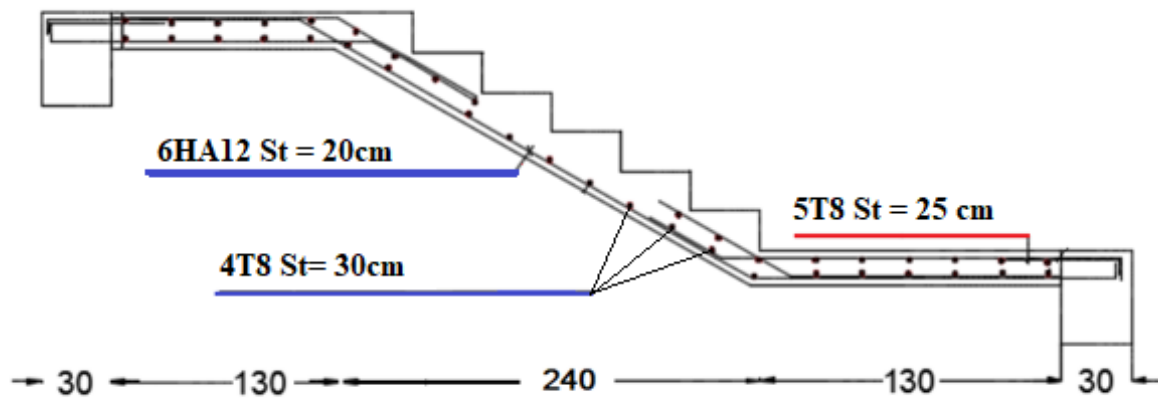


Figure 19: Ferrailage de L'escalier étage

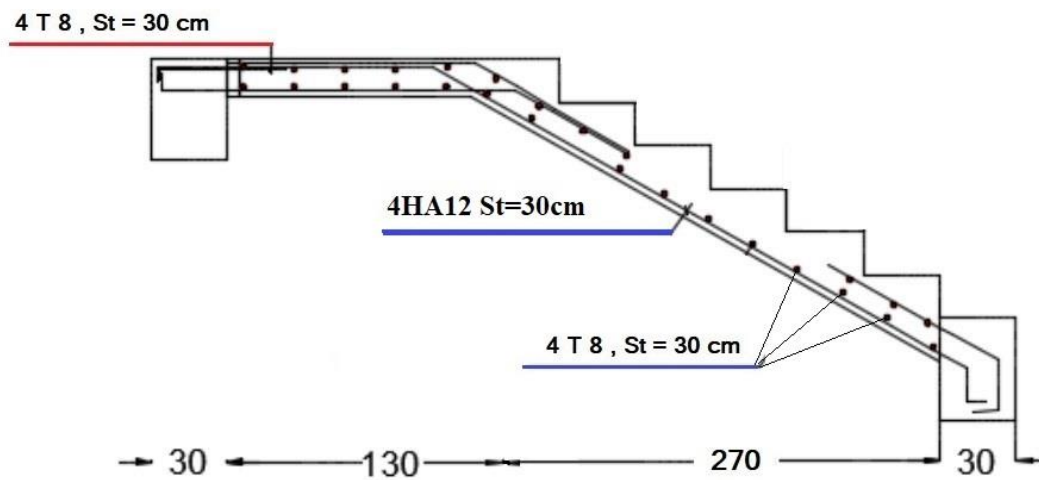


Figure 20: Ferrailage de L'escalier RDC

III.4.6) Etude De La Poutre Palière :

La poutre palière est une poutre d'appui pour le palier de l'escalier, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion .



Figure 21: Schéma de La Poutre Palière

Pré-dimensionnement:

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

On Trouve : $\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \rightarrow$

$26.66 \leq h \leq 40$ On prend **H=35 cm**

La largeur de la poutre est en fonction de sa hauteur, est donnée par $0.3h \leq b \leq 0.7h$.

On trouve: $0.3 * 35 \leq b \leq 0.7 * 35$

$10.5 \leq b \leq 24.5$

On prend **B=30cm**

⇒ **Vérification selon le (RPA 2024) D'après L'article 7.5.1 :**

$B=30\text{cm} \geq 25 \text{ cm}$: en zone VI(Condition Vérifié)

$H=35\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$ en zone VI (Condition Vérifié)

$h/b=1.16 \leq 4 \text{ cm}$ (Condition Vérifié).

$B_{\max} = 30\text{cm} \leq (1.5 \times h + (b_1=50\text{cm})) = 102.5$ (Condition Vérifié).

III.4.6.1) Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre : $(0.30 \times 0.35 \times 25) = 2.625 \text{ kn/ml}$

Réaction du Poids de l'escalier : $P = \frac{P_{eq} \cdot L}{2} = \frac{11.76 \times 5}{2} = 29.40 \text{ kn /ml}$

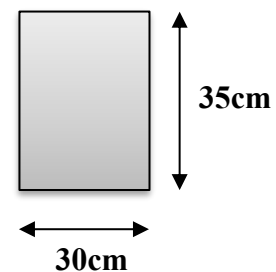
La Surcharge Q : $q = \frac{Q \cdot L}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ kn/ml}$

Poid du Mur : $2.56 \times (\frac{3.23}{2} - 0.40) = 3.11 \text{ kn/ml}$

$G = (2.625 + 29.40 + 3.11)$

G = 35.14 kn/ml

Q = 5 kn/ml



Poutres Palière

a) Calcul de la poutre à la flexion:

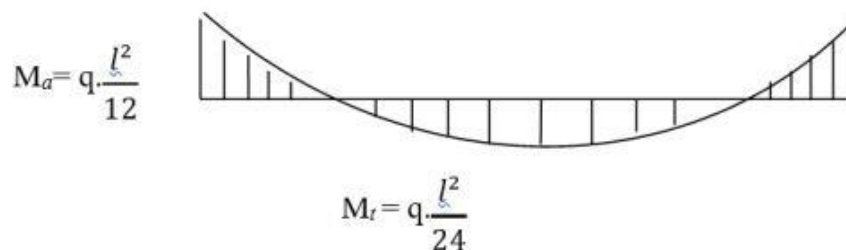
Combinaisons d'actions :

$$\text{ELU : } P_u = (1.35 \times 35.14 + 1.5 \times 5) = 55 \text{ kn/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{ser} = (35.14 + 5) = 40.14 \text{ kn/ml}$$

III.4.6.2) Les Sollicitations :

La poutre est considérée comme une poutre doublement encastrée. Donc le diagramme du moment est le suivant :



Les Moments :

	E.L.U	E.L.S
En Appui	$M_a = 73.33 \text{ kn.m}$	$M_a = 53.52 \text{ kn.m}$
En Travé	$M_t = 36.66 \text{ kn.m}$	$M_t = 26.27 \text{ kn.m}$

Tableau 18: Les moments dans la poutre palière.

III.4.6.3) Calcul De Ferailage :

E.L.U:

En Travé :

L'enrobage : $C = 3 \text{ cm}$

$$d = h - c = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

$$M_{travé} = 36.66 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{36.66 \times 10^6}{1000 \times 320^2 \times 14.2} = 0.025$$

pivot A $\rightarrow$ pas d'armateur comprimé.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.17)$$

$$\beta = 0.98$$

$$\alpha = 0.03 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{36.66 \times 10^6}{348 \times 0.987 \times 320} = 333.5 \text{ mm}^2 = 3.34 \text{ cm}^2$$

En Appui :

$$M_{appui} = 73.33 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{73.33 \times 10^6}{1000 \times 320^2 \times 14.2} = 0.05$$

$$\mu = 0.05 < \mu_l = 0.392$$

pivot A $\rightarrow$ pas d'armateur comprimé.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.17) = 0.97$$

$$\alpha = 0.06 \rightarrow \beta = 0.97$$

$$A_{cal} = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{73.33 \times 10^6}{348 \times 0.97 \times 320} = 678 \text{ mm}^2 = 6.78 \text{ cm}^2$$

E.L.S :

La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

Pourcentage minimale: B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{(1) min} \geq 0.001 \times 300 \times 350 = 1.05 \text{ cm}$$

Condition de non-fragilité: BAEL91 (A.4.2.1)

$$A^{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A^{min} \geq 1.15 \text{ cm}^2$$

Résultats des Calculs (flexion-simple) :

	Au (cm ²)	A ^{min} (1) (cm ²)	A (2) min (cm ²)	Amax	A adopté (cm ²)
En Travé	3.34	1.05	1.15	3.34	3HA12=3.39
En Appui	6.78	1.05	1.15	6.78	6HA12=6.79

Armatures transversales :

D'après RPA 2024 Formule (7.7) Article 7.5.1

$$A_t = 0.003 \times S \times b = 0.003 \times 8 \times 30$$

$$s \leq \min (35/4 ; 12\phi_1)$$

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

$$A_t = 0.72 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Ø10}$$

$$\text{Zone courante} \rightarrow S \leq h/2 = 15 \text{ cm}$$

.

b) Calcul de la poutre à la Torsion :

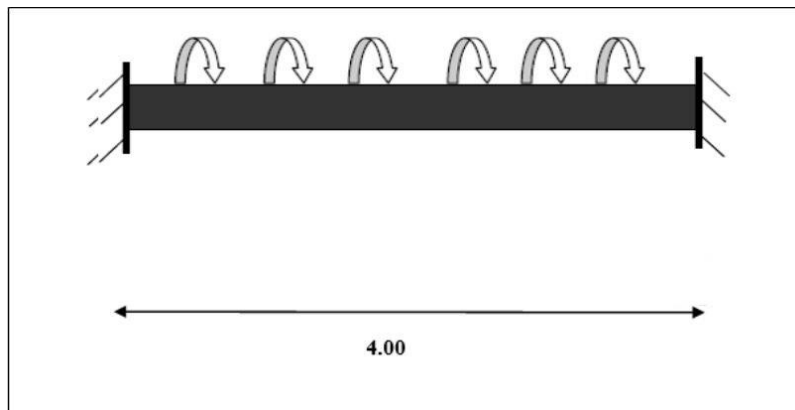


Figure 19: Schéma de La Poutre palière à la torsion

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

$$M_t = M_a \text{ (escalier).}$$

$$T_u = M_t = M_{app} = 11.03 \text{ kn.m}$$

Selon le BAEL 91 (art.5.4) La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\text{suivant : } \tau_u = \frac{T_u \text{ (Torsion)}}{2 \times \Omega \times b'_0}$$

Avec : $T_u \text{ (Tor)}$: le moment de torsion : $T_u \text{ (Tor)} = M_{appui} \text{ (Escalier)} = 11.03 \text{ Kn.m}$

b'_0 : épaisseur de la paroi au point considéré : $b'_0 = b/6 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$

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

$$\Omega = (h - b'_0) \times (b - b'_0) = (35 - 5) \times (30 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{11.03 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 1.47 \text{ Mpa}$$

on doit vérifier la condition suivante : $\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{lim}^2$

Avec : τ_t : la contrainte tangente de torsion cumulée.

τ_v : la contrainte tangente de torsion de l'effort tranchant éventuel.

τ_{lim} : la contrainte tangente de torsion résultante (contrainte limite).

$$\text{Donc : } 1.74^2 + 0.65^2 = 3.45 \text{ MPa} \leq (3.33)^2 = 11.09 \text{ MPa (C.V)}$$

Les armatures longitudinales :

$$A_t = \frac{T_u \times \mu}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : Le périmètre du contour d'aire Ω de la section efficace = $2[(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } A_L = \frac{11.03 \times 10^6 \times 1100}{2.75000 \cdot \frac{400}{1.15}} = 232.5 \text{ mm}^2 = 2.325 \text{ cm}^2 \text{ Soit } 3\text{HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \times s_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11.03 \times 10^6 \times 150}{2.75000 \cdot \frac{400}{1.15}} = 31 \text{ mm}^2$$

$$A_t = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2\emptyset 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Section minimale des armatures BAEL:

$$\frac{A_L \cdot f_e}{b \cdot t \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ mpa} \rightarrow \frac{3.39 \times 400}{5 \times 110} = 2.46 \geq 0.4 \dots \text{Condition V\'erifi\'e}$$

$$\frac{A_T \cdot f_e}{b \cdot t \cdot \mu} \geq 0.4 \text{ mpa} \rightarrow \frac{1.01 \times 235}{5 \times 110} = 0.43 \geq 0.4 \dots \text{Condition V\'erifi\'e}$$

V\'erification de la fl\^eche : BAEL91

Il faut assurer que les conditions de la fl\^eche de la dalle sont v\'erifi\'ees

$$h/t/l \geq 1/16 \rightarrow 0.087 > 0.0625 \dots \dots \dots (\text{C.V.}).$$

$$\bullet A/b \cdot d \leq 4.2/f_e \rightarrow 0.003 < 0.0105 \dots (\text{C.V.}).$$

$$\bullet h/t/l \geq M_t/10M_0 = 0.087 > 0.08 \dots \dots (\text{C.V.}).$$

III.4.6.4) Pr\'esentation De Ferailage :

1) Armatures longitudinales :

 **En Appui**

Armatures longitudinales :

$$A_{\text{total}} = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2}$$

$$\text{En appui : } A_L \text{ Total} = 6.78 + \frac{2.32}{2} = 7.94 \text{ cm}^2$$

On adopte

$$\text{nappe superieure : } A_L = (3T12 (\text{filante}) + 3T12 (\text{chapeaux})) = 6.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{nappe inferieure : } A_L = 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

 **En trav\'e**

$$A_L \text{ Total} = 3.34 + \frac{2.32}{2} = 4.50 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_L = 3T12 + = 3.39 \text{ cm}^2$$

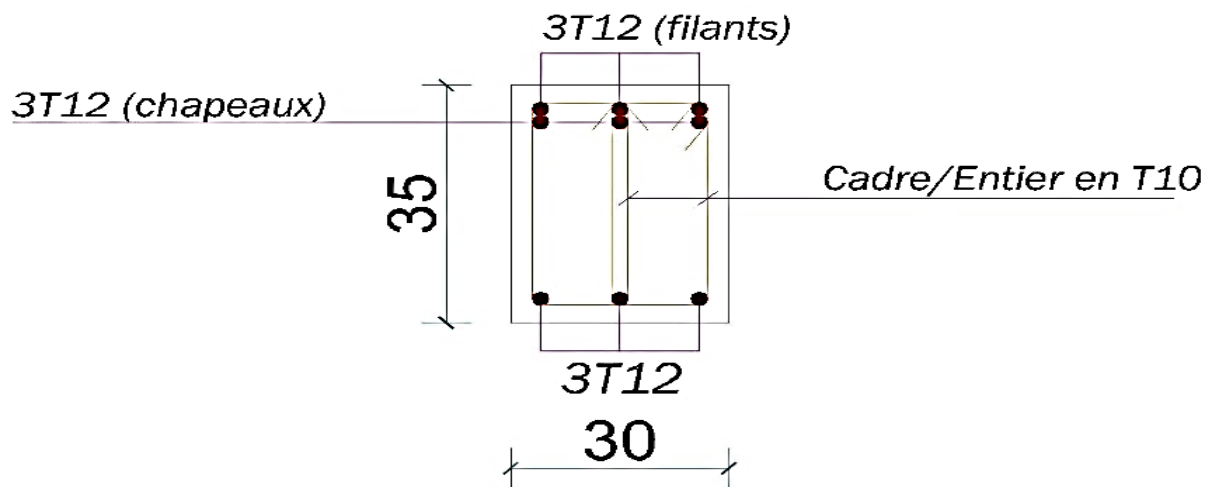
2) Armatures transversales :

$$A_{\text{total}} = A_{\text{flexion}} + A_{\text{torsion}}$$

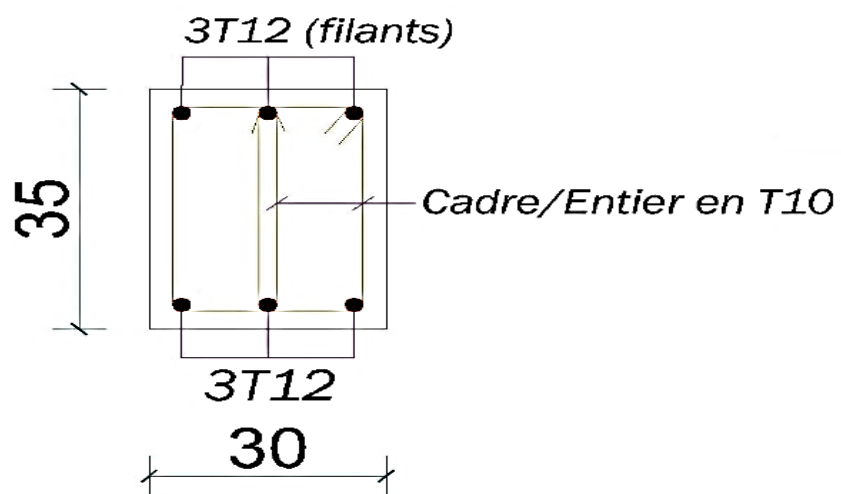
$$A_{\text{tot}} = 0.72 + 0.31 = 1.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_t = 2\emptyset 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Shéma de Ferailage :



EN APPUI



EN TRAVE

Figure 22: Ferailage du Poutre Palière

III.5) Les Planchers :

Les planchers sont des plates-formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux ou étages.

III.5.1) Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul , 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.

III.5.2) Evaluation des charges :

✚ Plancher Terrasse :

La charge permanente : $G = 05.87 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 01.00 \text{ KN/ m}^2$

✚ Plancher étage courant :

La charge permanente : $G = 05.21 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation : $Q = 01.50 \text{ KN/ m}^2$

III.5.3) Les 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 $\{ Q \leq 2G ; Q \leq 500 \text{ Kg} \}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées.
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) $\rightarrow 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

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.

✚ $0.4 M_0$ 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 seul type de poutrelles à calculer pour chaque étage

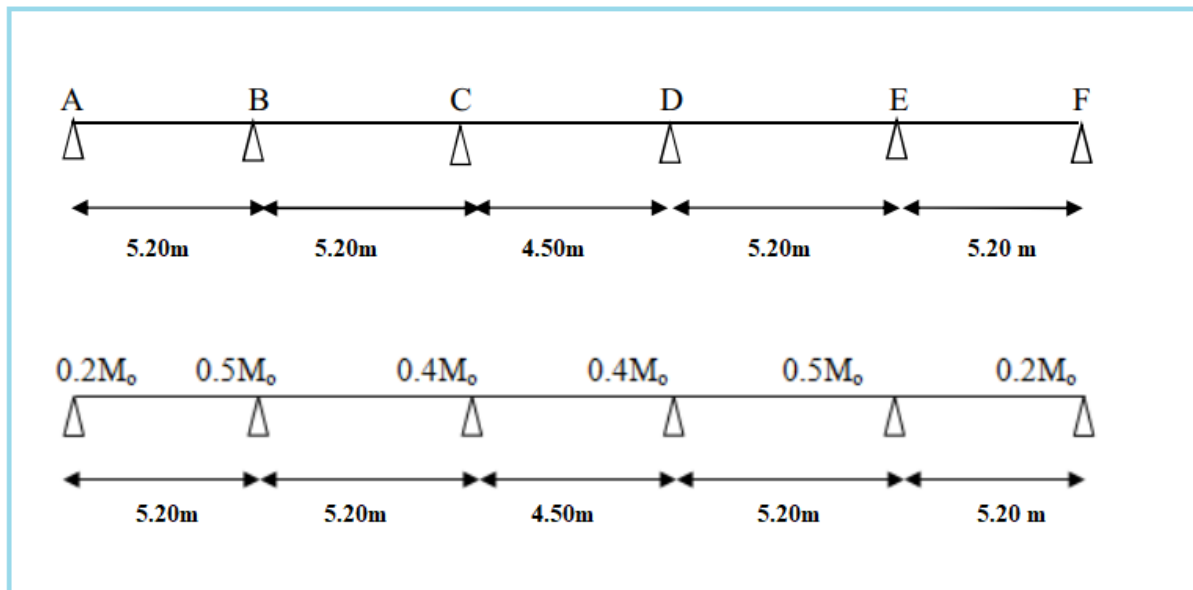


Figure 23: type de poutrelles à calculer

a) Plancher étage Courant :

Condition d'application :

$$G = 05.21 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 01.50 \text{ KN/m}^2$$

$$1) \quad Q \leq 2 \times G \rightarrow Q = 1.50 \text{ KN/m}^2 \leq 2 \times (G = 5.21)$$

$$Q = 1.50 \leq 2G = 10.42 \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifié})$$

$$2) \quad \text{Les moments d'Inertie des poutres sont constants (I) } \dots\dots (\text{Condition Vérifié})$$

$$3) \quad 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{5.2}{5.2} = 1 \leq 1.25 \dots (\text{Condition Vérifié})$$

$$0.8 \leq \frac{5.2}{4.5} = 1.15 \leq 1.25 \dots (\text{Condition Vérifié})$$

$$0.8 \leq \frac{4.5}{5.2} = 0.86 \leq 1.25 \dots (\text{Condition Vérifié})$$

$$0.8 \leq \frac{5.2}{5.2} = 1 \leq 1.25 \dots (\text{Condition Vérifié})$$

Fissuration peu préjudiciable ...(Condition Vérifié)

*Tous les condition sont vérifiées donc On Applique la méthode forfaitaire.

⇒ **Calcul α rapport des charges :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.21+1.5} = 0.223$$

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

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

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.

Combinaisons d'actions :

✓ **E.L.U :**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1.35 \times 5.2 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.03 \text{ kn/ml}$$

✓ **E.L.S :**

$$P_{ser} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5.2 + 1.5) \times 0.65 = 4.35 \text{ kn/ml}$$

Calcul des moments :

E.L.U :

✚ **Le moment statique : $M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$**

$$M_0^{AB} = \frac{6.03 \times 5.20^2}{8} = 20.38 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6.03 \times 5.20^2}{8} = 20.38 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{6.03 \times 4.50^2}{8} = 15.26 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{6.03 \times 5.20^2}{8} = 20.38 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{6.03 \times 5.20^2}{8} = 20.38 \text{ kn.m}$$

E.L.S :

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

$$M_0^{AB} = \frac{4.35 \times 5.20^2}{8} = 14.70 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{4.35 \times 5.20^2}{8} = 14.70 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{4.35 \times 4.50^2}{8} = 11.01 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{4.35 \times 5.20^2}{8} = 14.70 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{4.35 \times 5.20^2}{8} = 14.70 \text{ kn.m}$$

✚ Les moments sur les appuis :

E.L.U

Le moment effectif : $M_A = 0.2 M_0^{AB} = 4.07 \text{ kn.m}$; $M_F = 0.2 M_0^{EF} = 4.07 \text{ kn.m}$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \longrightarrow 0.5 \times 20.38 = 10.19 \text{ kn.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \longrightarrow 0.4 \times 20.38 = 8.152 \text{ kn.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \longrightarrow 0.4 \times 20.38 = 8.152 \text{ kn.m}$$

$$M_E = 0.5 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) \longrightarrow 0.5 \times 20.38 = 10.19 \text{ kn.m}$$

E.L.S

Le moment effectif : $M_A = 0.2 M_0^{AB} = 2.94 \text{ kn.m}$; $M_F = 0.2 M_0^{EF} = 2.94 \text{ kn.m}$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \longrightarrow 0.5 \times 14.70 = 7.35 \text{ kn.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \longrightarrow 0.4 \times 14.70 = 5.88 \text{ kn.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \longrightarrow 0.4 \times 14.70 = 5.88 \text{ kn.m}$$

$$M_E = 0.5 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) \longrightarrow 0.5 \times 20.38 = 7.35 \text{ kn.m}$$

✚ Les efforts tranchants :

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

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

E.L.U

Travé	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L	5.2	5.2	4.5	5.2	5.2
M0 (kn.m)	20.38	20.38	15.26	20.38	20.38
Mg(kn.m)	04.07	10.19	08.152	08.152	10.19
Md(kn.m)	10.19	08.152	08.152	10.19	04.07
Mt(kn.m)	12.90	10.87	08.14	10.87	12.90
Td (kn)	-14.50	-16.07	-13.57	-15.28	-16.85
Tg (kn)	16.85	15.29	13.57	16.07	14.50

Diagramme de Moment à E.L.U :

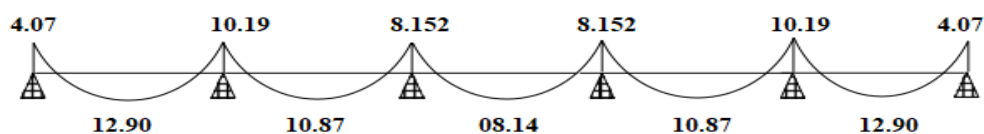
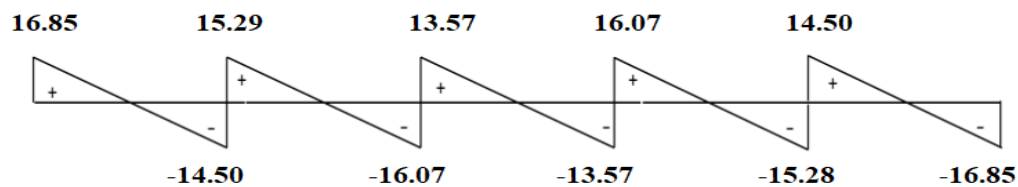


Diagramme de l'Effort Tranchant à E.L.U :



E.L.U

E.L.S

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L	5.2	5.2	4.5	5.2	5.2
M0 (kn.m)	14.70	14.70	11.01	14.70	14.70
Mg(kn.m)	02.94	7.35	5.88	5.88	7.35
Md(kn.m)	7.35	5.88	5.88	7.35	02.94
Mt(kn.m)	09.31	07.84	05.87	07.84	09.31
Td (kn)	-10.46	-11.60	-9.80	-11.03	-12.16
Tg (kn)	12.16	11.03	09.80	11.60	10.46

Diagramme de Moment à E.L.S :



E.L.S

b) Plancher Terrasse inaccessible :Condition d'application :

$$G = 05.87 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 01.00 \text{ KN/ m}^2$$

$$4) \quad Q \leq 2 \times G \rightarrow Q = 1.0 \text{ KN/ m}^2 \leq 2 \times (G = 5.87)$$

$$Q = 1.00 \leq 2G = 11.74 \dots\dots\dots (\text{Condition Vérifié})$$

5) Les moments d'Inertie des poutres sont constants (I)(Condition Vérifié)

$$6) \quad 0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{5.2}{5.2} = 1 \leq 1.25 \dots (\text{Condition Vérifié})$$

$$0.8 \leq \frac{5.2}{4.5} = 1.15 \leq 1.25 \dots (\text{Condition Vérifié})$$

$$0.8 \leq \frac{4.5}{5.2} = 0.86 \leq 1.25 \dots (\text{Condition Vérifié})$$

$$0.8 \leq \frac{5.2}{5.2} = 1 \leq 1.25 \dots (\text{Condition Vérifié})$$

Fissuration peu préjudiciable ... (Condition Vérifié)

*Tous les condition sont vérifiées donc On Applique la méthode forfaitaire.

⇒ **Calcul α rapport des charges :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{5.87+1} = 0.15$$

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

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

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.

Combinaisons d'actions :

✓ **E.L.U :**

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1.35 \times 5.87 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.13 \text{ kn/ml}$$

✓ **E.L.S :**

$$P_{ser} = (G + Q) \cdot 0,65 = (5.87 + 1) \times 0.65 = 4.47 \text{ kn/ml}$$

Calcul des moments :

E.L.U :

🚦 **Le moment statique :** $M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$

$$M_0^{AB} = \frac{6.13 \times 5.20^2}{8} = 20.72 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{6.13 \times 5.20^2}{8} = 20.72 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{6.13 \times 4.50^2}{8} = 15.52 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{6.13 \times 5.20^2}{8} = 20.72 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{6.13 \times 5.20^2}{8} = 20.72 \text{ kn.m}$$

E.L.S :

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

$$M_0^{AB} = \frac{4.47 \times 5.20^2}{8} = 15.11 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{4.47 \times 5.20^2}{8} = 15.11 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{4.47 \times 4.50^2}{8} = 11.31 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{4.47 \times 5.20^2}{8} = 15.11 \text{ kn.m}$$

$$M_0^{EF} = \frac{4.47 \times 5.20^2}{8} = 15.11 \text{ kn.m}$$

✚ Les moments sur les appuis :

E.L.U

Le moment effectif : $M_A = 0.2 M_0^{AB} = 4.14 \text{ kn.m}$; $M_F = 0.2 M_0^{EF} = 4.14 \text{ kn.m}$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \longrightarrow 0.5 \times 20.72 = 10.36 \text{ kn.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \longrightarrow 0.4 \times 20.72 = 8.30 \text{ kn.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \longrightarrow 0.4 \times 20.72 = 8.30 \text{ kn.m}$$

$$M_E = 0.5 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) \longrightarrow 0.5 \times 20.72 = 10.36 \text{ kn.m}$$

E.L.S

Le moment effectif : $M_A = 0.2 M_0^{AB} = 3.02 \text{ kn.m}$; $M_F = 0.2 M_0^{EF} = 3.02 \text{ kn.m}$

$$M_B = 0.5 \times \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) \longrightarrow 0.5 \times 15.11 = 7.60 \text{ kn.m}$$

$$M_C = 0.4 \times \max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) \longrightarrow 0.4 \times 15.11 = 6.04 \text{ kn.m}$$

$$M_D = 0.4 \times \max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) \longrightarrow 0.4 \times 15.11 = 6.04 \text{ kn.m}$$

$$M_E = 0.5 \times \max(M_0^{DE}; M_0^{EF}) \longrightarrow 0.5 \times 15.11 = 7.60 \text{ kn.m}$$

✚ Les efforts tranchants :

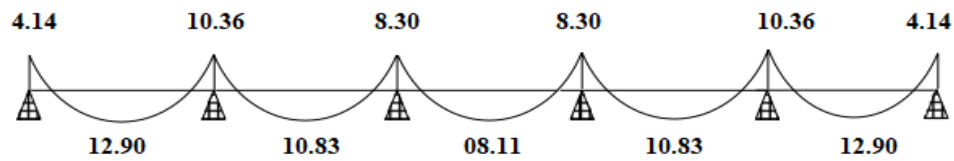
$$T_d = -\frac{pl}{2} + \frac{M_d - M_g}{l}$$

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

E.L.U

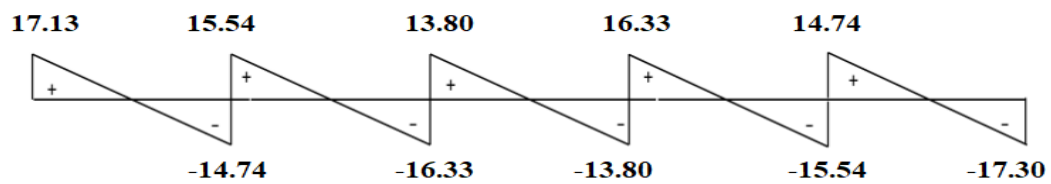
Travé	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L	5.2	5.2	4.5	5.2	5.2
M0 (kn.m)	20.72	20.72	15.52	20.72	20.72
Mg(kn.m)	04.14	10.36	08.30	08.30	10.36
Md(kn.m)	10.36	08.30	08.30	10.36	04.14
Mt(kn.m)	12.90	10.83	8.11	10.83	12.90
Td (kn)	-14.74	-16.33	-13.80	-15.54	-17.13
Tg (kn)	17.13	15.54	13.80	16.33	14.74

Diagramme de Moment à E.L.U :



E.L.U

Diagramme de L'effort Tranchant à E.L.U :

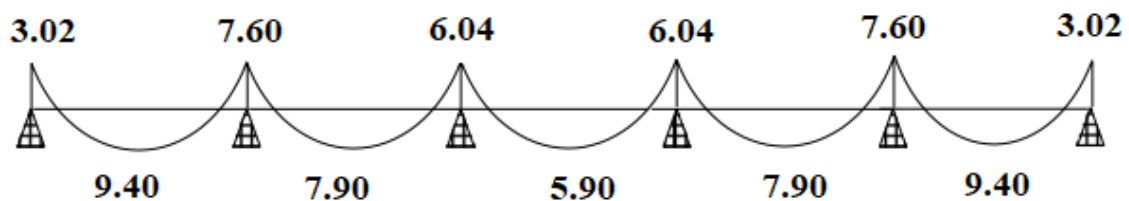


E.L.U

E.L.S

Travé	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
L	5.2	5.2	4.5	5.2	5.2
M0 (kn.m)	15.11	15.11	11.30	15.11	15.11
Mg(kn.m)	3.02	7.60	6.04	6.04	7.60
Md(kn.m)	7.60	6.04	6.04	7.60	3.02
Mt(kn.m)	9.40	7.90	05.90	7.90	9.40
Td (kn)	-10.74	-11.92	-10.05	-11.32	-12.50
Tg (kn)	12.50	11.32	10.05	11.92	10.74

Diagramme de Moment à E.L.S :



E.L.S

Les Résultats des Sollicitations :

Plancher étage courant :

	Mt max (kn.m)	Ma max (kn.m)	T max (kn)
ELU	12.90	10.19	16.85
ELS	09.31	7.35	-

Plancher terrasse innaccessible :

	Mt max (kn.m)	Ma max (kn.m)	T max (kn)
ELU	12.90	10.36	17.30
ELS	09.40	7.60	-

III.5.4) Calcul de Ferailage :

Les armatures longitudinales :

a) Plancher Étage Courant :

$$b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}$$

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

➤ 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 :

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

$$M_0 = 14.2 \times 600 \times 40 (170 - 2)$$

$$M_0 = 51.120 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{max} = 12.90 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 12.90 \text{ kN.m} \leq M_0 = 51.12 \text{ kN.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12900000}{14.2 \times 600 \times 170^2} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{BAEL83 page 32})$$

$$\mu = 0.05$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12900000}{348 \times 0.97 \times 170} = 225 \text{ mm}^2 = 2.25 \text{ cm}^2$$

➤ 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 $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10.19 \times 10^6}{14.2 \times 600 \times 170^2} = 0.04$$

$$\mu = 0.04$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10.19 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 170} = 176 \text{ mm}^2 = 1.76 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$\text{Sur Appuis : } 0.23 \times 12 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

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

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

$$\text{Sur Appuis : } A'_{\min} \geq 0.001 \times 12 \times 20 = 0.24 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

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

Eléments	$A^{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	2.25	1.23	1.2	2.25	2HA12 = 2.26
Appuis	1.76	0.25	0.24	1.76	2HA12 = 2.26

Tableau 20 : Ferailage adopté sur (travée+appui) du Poutrelle

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.)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{16850}{120 \times 170} = 0.83 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0.83 < \bar{\tau}_u = 3.25 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

Diamètre minimale : BAEL91

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

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq (5.71 ; 12 ; 1.2)$$

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)

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

$$S_{t2} \leq (A_t \times f_e) / (0.4 \times b_0) = 27.7 \text{ cm}$$

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

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

Soit **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Vérification à L'ELS :

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendue.

Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$, Ou bien $\alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $y = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérants comme peu préjudiciable. $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Vérification de la contrainte du béton :

	Mu (KN. m)	Mser (KN. m)	y	a	$\frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travé	12.90	9.31	1.27	0.06	0.38	C.V
Appui	10.19	7.35	1.39	0.05	0.45	C.V

Tableau 21: vérification la contrainte du béton:

b) Plancher Terrasse inaccessible :**ELU :****➤ En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

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

$$M_0 = 14.2 \times 600 \times 40 (170 - 2)$$

$$M_0 = 51.120 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{max} = 12.90 \text{ N.m}$$

$$M_t^{max} = 12.90 \text{ kN.m} \leq M_0 = 51.12 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12900000}{14.2 \times 600 \times 170^2} = 0.05 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{BAEL83 page 32})$$

$$\mu = 0.05$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.06$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.97$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12900000}{348 \times 0.97 \times 170} = 225 \text{ mm}^2 = 2.25 \text{ cm}^2$$

➤ 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 $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10.36 \times 10^6}{14.2 \times 600 \times 170^2} = 0.04$$

$$\mu = 0.04$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.98$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10.36 \times 10^6}{348 \times 0.98 \times 170} = 179 \text{ mm}^2 = 1.79 \text{ cm}^2$$

Tableau Récapitulatif :

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

Eléments	$A^{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A'_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{max} (\text{cm}^2)$	$A_{adp} (\text{cm}^2)$
Travée	2.25	1.23	1.2	2.25	2HA12 = 2.26
Appuis	1.79	0.25	0.24	1.79	2HA12 = 2.26

Tableau 22: Ferailage adopté sur (travée+appui) du Poutrelle

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

$$\text{La contrainte tangente : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{17300}{120 \times 170} = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0.13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3.25; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.85 < \overline{\tau_u} = 3.25 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

Diamètre minimale : BAEL91

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

ϕ_t : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq (5.71 ; 12 ; 1.2)$$

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)

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

$$S_{t2} \leq (A_t \times f_e) / (0.4 \times b_0) = 27.7 \text{ cm}$$

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

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

Soit **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Vérification à L'ELS :

La vérification consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendue.

$$\text{Pour le béton } \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}, \text{ Ou bien } \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } y = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérants comme peu préjudiciable. $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

Vérification de la contrainte du béton :

	Mu (KN. m)	Mser (KN. m)	y	a	$\frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travé	12.90	9.40	1.37	0.06	0.44	C.V
Appui	10.36	7.60	1.36	0.05	0.43	C.V

Tableau 23: Vérification à ELS

c) La dalle mince (Table de compression) :

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

⇒ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

⇒ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$f_e = 235$ MPa (acier rond lisse).

Les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

L_n : longueur entre axe des nervures

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 60}{400} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ On adapte } 5\text{Ø}6 = 1.41 \text{ cm}^2 ; \text{ espacement } 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$A // = \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\text{Ø}6 = 0.85 \text{ cm}^2$; espacement $100/3 = 33.3 \text{ cm}$ Donc on adopte un treillis soudé TS Ø6 mailles . $(200 \times 300) \text{ mm}^2$.

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

1. $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22.5} = 0.03 > 0.04 \dots \dots \dots (\text{cv})$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} = 0.0022 < 0.009 \dots \dots \dots (\text{cv})$
3. $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} = 0.03 > 0.04 \dots \dots \dots (\text{cv})$

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

III.5.5) Présentation de ferrailage:

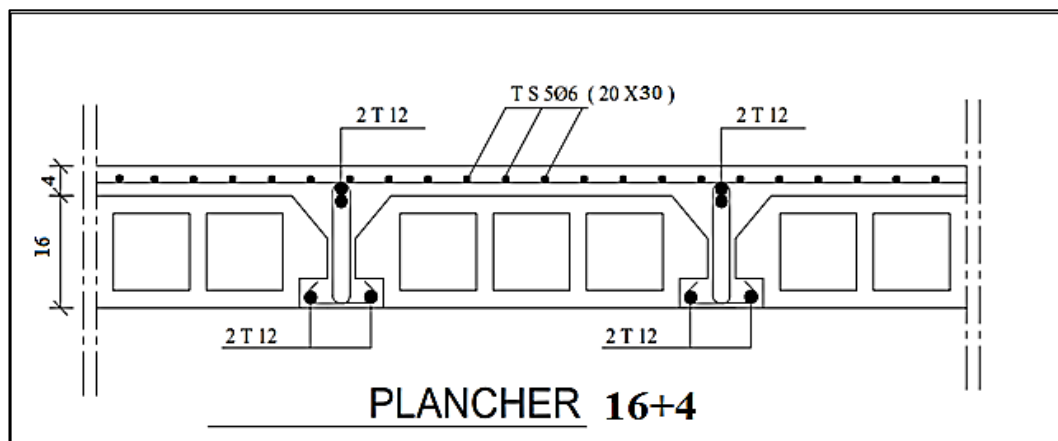


Figure 24: ferrailage des poutrelles des planchers (étages + terrasse)

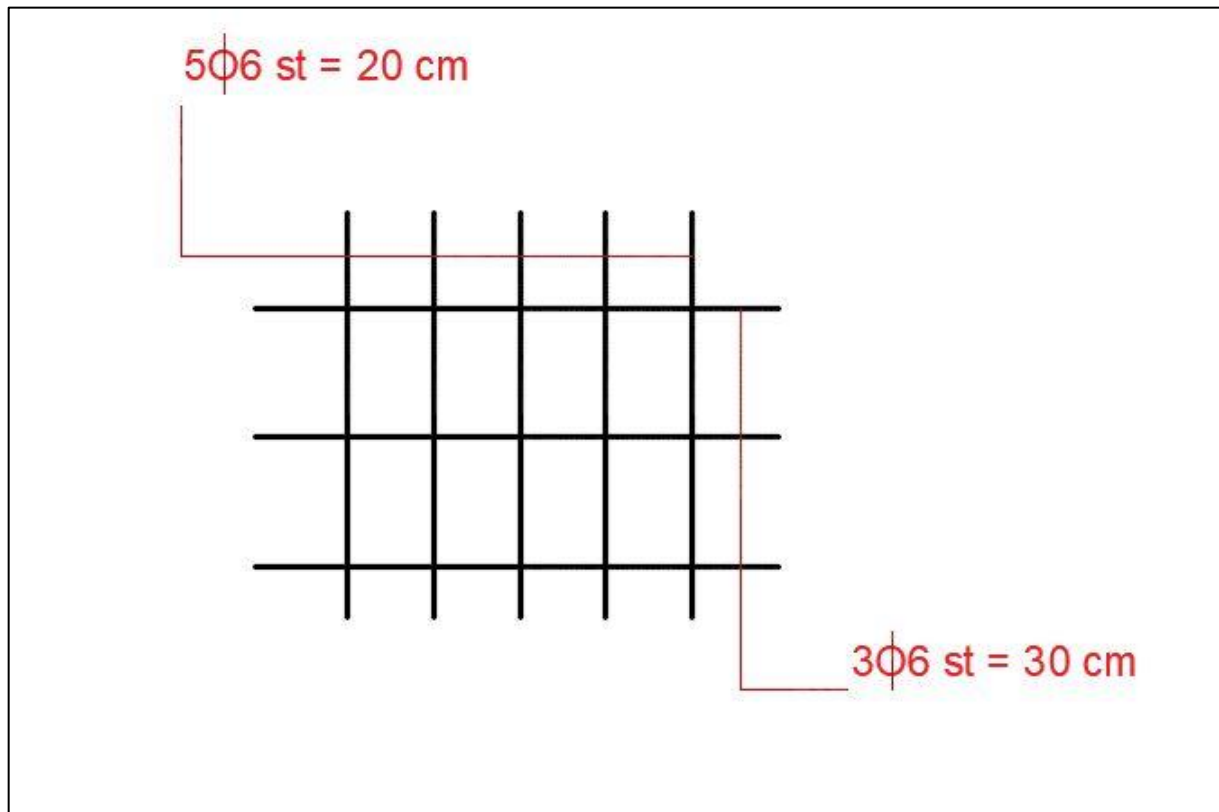


Figure 25:Disposition des armatures de la dalle de compression

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1) INTRODUCTION :

L'étude dynamique revient à étudier la réponse de la structure. Pour cela on fait l'analyse dynamique qui nécessite initialement la création d'un modèle de calcul qui représente le mieux notre structure. Ce modèle est ensuite traduit dans un code de calcul afin de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure.

IV.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

IV.3) Méthode De Calcul :

Selon le Règlement Parasismique Algérien 2024 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

a) La Méthode Statique Equivalente:

Les forces réelles dynamiques, qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Méthode d'analyse modale spectrale:

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.

c) Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

le choix des séismes de calcul peut se faire en utilisant des accélérogrammes réels (enregistrés), simulés ou artificiels.

IV.4) Calcul des actions sismiques :

Modélisation

- a- Le modèle du bâtiment à utiliser, dans chacune des deux directions de calcul, est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté, en translation horizontale par niveau, sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée, à partir de sections non fissurées, pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

- c- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est considéré dans le calcul de la forcesismique totale.

Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel ROBOT Structural Analyses Professional

Le système Robot est un logiciel CAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

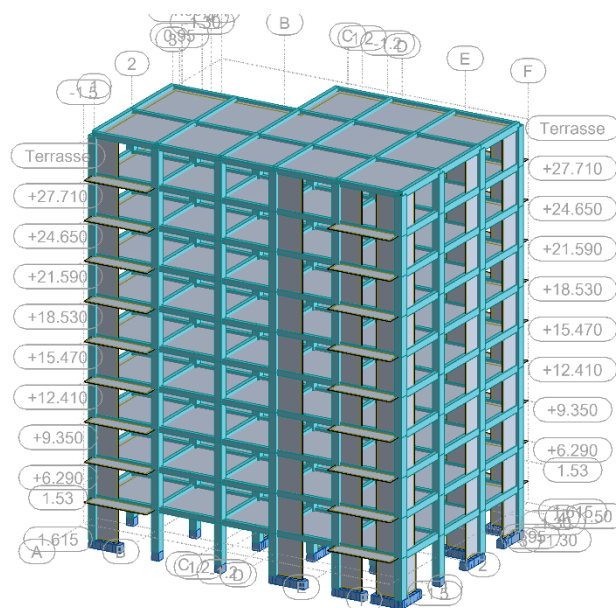


Figure 26: La modélisation de la structure Par Logiciel Robot

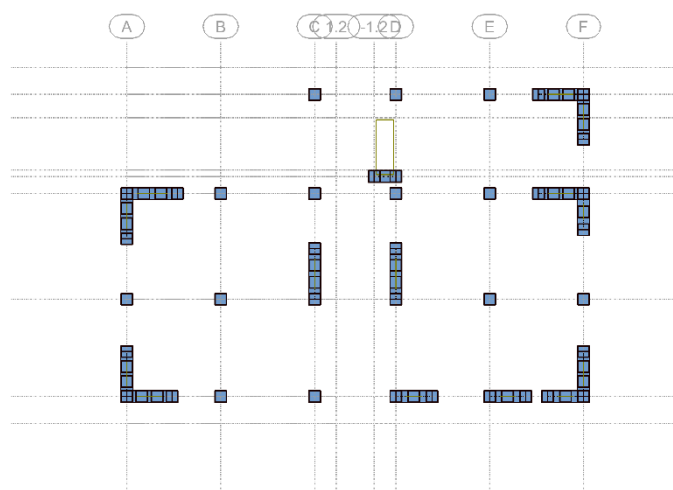


Figure 27: Disposition des voiles

IV.5) La Méthode Statique équivalente :

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

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

avec:

$\frac{S_{ad}}{g} (T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul pour la période T_0

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$\lambda = 0.85$ si $T_0 \leq 2.T_2$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

$\lambda = 1$, autrement .

W : Poids sismique total du bâtiment ($W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$)

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : Charges d'exploitation

ψ : Coefficient d'accompagnement ($\psi = 0.20$ Batiment D'habitation)

IV.5.1) Détermination des paramètres du spectre de réponse $\frac{S_{ad}}{g}(T)$:

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (rpa 2024)

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Figure 28 : spectre de calcul

Dans notre cas on a :

la zone : VI (jijel) Avec Coefficient D'acceleration **A = 0.30** (tableau 3.2) RPA 2024

Le type de sol : S3 (sol meuble)

T_1, T_2, T_3 : Période caractéristique. Associée à la catégorie du site

$T_1 = 0.15$ s $T_2 = 0.60$ s $T_3 = 2$ s

Groupe d'usage : 02 Avec un Coefficient d'importance **I = 1** (tableau 3.1) RPA 2024

Le type de spectre utilisé **type 01** Avec Coefficient **S = 1.30** (tableau 3.3) RPA 2024

Estimation de la période fondamentale de la structure (RPA Art 4.2.4) :

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \times H N^{\frac{3}{4}}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$C_T = 0.05$$

HN : La Hauteur du Batiment

$$HN = 30.77 \text{ m}$$

Donc **La période fondamentale statique :**

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times 30.77^{\frac{3}{4}} = 0.65$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.65 \text{ s}$$

la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$1.3 \times (T_{\text{empirique}}) = T_{\text{empirique}} \rightarrow 1.3 \times 0.65 = 0.845 \text{ s}$$

Période à utiliser d'après rpa :

Cas	Période à utiliser
$T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = T_{\text{calcul}}$
$T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$	$T_0 = 1.3 T_{\text{empirique}}$

D'après Le logiciel robot On trouve :

Le sens X : $T_x = 0.83 \text{ s} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.845 \text{ s}$

Le sens Y : $T_y = 0.79 \text{ s} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.845 \text{ s}$

Donc On utilise Les période Calculés avec Le logiciel dans Le calcul de la force sismique.

Détermination de Coefficient de comportement global de la structure R :

on adopte un système de contreventement constitué par des voiles Donc **R = 4.5**

Facteur de qualité

$$QF = 1 + \sum P_q$$

D'après Le tableau 3.18 rpa 2024 On utilise **Pondérations de la catégorie (b)**

- **Pondérations de la catégorie (b)**

1. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan selon les critères (cf. § 3.7.1a).

2. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation selon les critères (cf. § 3.7.1b)

3. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins deux (02) files de voiles dans la direction des forces latérales. Cette condition concerne uniquement les deux systèmes de contreventements, (4) et (5) (cf. § 3.5).

CATEGORIE	CRITERE	OBSERVE / NON OBSERVE
B	Régularité en plan	0.05(Non observé)
	Régularité en élévation	0 (Observé)
	Redondance en plan	0 (Observé)

Tableau 24: Valeurs des pénalités P_q

Donc : $QF = 1 + 0.05 = 1.05$

On trouve les paramètres du spectre suivantes

Coefficient D'accélération	A = 0.30
Coefficient d'importance	I = 1
Coefficient S (du sol)	S = 1.30
Facteur de qualité	QF = 1.05
Facteur de comportement	R = 4.5
T1	0.15 s
T2	0.60 s
T3	2 s

 **Calcul du spectre de réponse dans les deux sens X,Y :**

a) Le Sens X :

On a : $T_2 = 0.60 \text{ s} < T_x = 0.837 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s}$

Donc on travaille avec la formule 3 du spectre:

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A \cdot I \cdot S \cdot \left[2.5 \frac{QF}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]$$

$$\text{On trouve : } \frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.30 \times 1 \times 1.30 \times \left[2.5 \frac{1.05}{4.5} \right] \times \left[\frac{0.60}{T_x=0.83} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.164$$

b) Le Sens Y :

On a : $T_2 = 0.60 \text{ s} < T_y = 0.74 \text{ s} < T_3 = 2 \text{ s}$

Donc on travaille avec la formule 3 :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = A \cdot I \cdot S \cdot \left[2.5 \frac{QF}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right]$$

$$\text{On trouve : } \frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.30 \times 1 \times 1.30 \times \left[2.5 \frac{1.05}{4.5} \right] \cdot \left[\frac{0.60}{T_y=0.79} \right]$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = 0.173$$

IV.5.2) Détermination Poids total du bâtiment W_i :

W : Poids sismique total du bâtiment ($W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$)

$\psi = 0.20$ Bâtiment D'habitationTableau 4.2 RPA

D'après Le Logiciel Robot On trouve Le Poids de Bâtiment

$W_i = 43302.60 \text{ KN}$

IV.5.3) Détermination Coefficient de correction λ :

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 : \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases} \quad (4.2)$$

D'après la formule 4.2 du Rpa

$$\lambda = 0.85$$

$$T_0 = 0.65 \leq (2 \times (T_2 = 0.60)) = 1.20$$

On a plus de 2 Niveaux

IV.5.4) La force sismique totale à la base de la structure V :**a) La Direction X :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x \text{ statique} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_x) \cdot W \\ V_x \text{ statique} = 0.85 \times 0.163 \times 43302.60 = 6053.23 \text{ KN} \end{array} \right.$$

b) La Direction Y :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_y \text{ statique} = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g} (T_y) \cdot W \\ V_y \text{ statique} = 0.85 \times 0.186 \times 43302.60 = 6359.73 \text{ KN} \end{array} \right.$$

IV.6) Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode : est détermination des modes propres de vibrations

De la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant

Représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de

La structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel de calcul de Structure (Robot), par ailleurs

ce calcul a été complète par des vérifications analytiques conformément aux

recommandations du règle RPA2024.

Domaine d'application:

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable

Nombre de modes à considérer :

Le nombre de modes de vibration de translation, 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 (03), dans chaque direction considérée

IV.6.1) Analyse de La Structure :

a- Première Variante : étude d'un bâtiment **sans voiles**

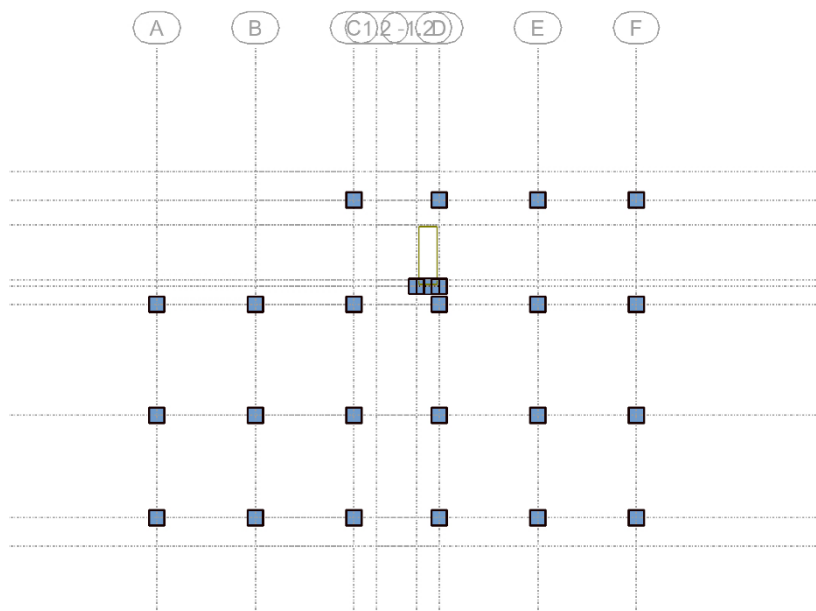


Figure 29: vu en plan fondations du 1ère variante (sans voiles)

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]
5/ 1	0.63	1.58	76.45	0.00	76.45	0.00	3739.99	3739.99
5/ 2	0.73	1.38	79.20	11.94	2.74	11.94	3739.99	3739.99
5/ 3	0.74	1.34	79.62	78.86	0.43	66.92	3739.99	3739.99
5/ 4	2.00	0.50	89.37	78.86	9.75	0.00	3739.99	3739.99
5/ 5	2.28	0.44	89.62	80.64	0.25	1.78	3739.99	3739.99
5/ 6	2.34	0.43	89.66	89.38	0.04	8.74	3739.99	3739.99
5/ 7	3.61	0.28	93.60	89.38	3.94	0.00	3739.99	3739.99
5/ 8	4.14	0.24	93.66	90.08	0.06	0.70	3739.99	3739.99

Tableau 25: Périodes et factures de participation massique modale (Premier variante).

Observations :

Le 1^{er} mode de translation à (X-X) (UX=76.45% ; UY=0.00%)

Le 2^{ème} mode de Rotation (UX=2.74 % ; UY=11.94 %)

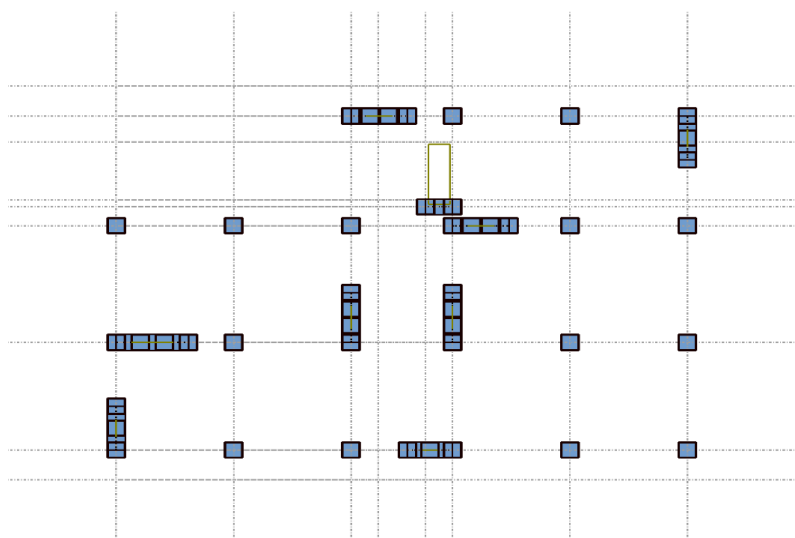
Le 3^{ème} mode de translation à (Y-Y) (UY=66.92% ; UX=0.43%)

La période fondamentale TX (dyn)= 1,58 s.

La période fondamentale TY (dyn)= 1,38 s

La participation massique dépasse 90% à partir du 8^{ème} mode.

✚ Nous remarquons Les résultats non souhaités , selon les recommandations de l'RPA 2024 . **La solution** : On aménage le système de contreventement pour assurer la stabilité de structure (ajouté Les voiles).

b- Deuxième Variante : étude d'un bâtiment **Avec voiles**Tableau 26 : vu en plan fondations du 2^{ème} variante (Avec voiles)

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]
5/ 1	1.01	0.99	55.26	0.21	55.26	0.21	4170.54	4170.54
5/ 2	1.24	0.81	56.61	72.64	1.35	72.43	4170.54	4170.54
5/ 3	1.31	0.76	72.69	75.40	16.09	2.76	4170.54	4170.54
5/ 4	3.65	0.27	82.52	75.50	9.83	0.11	4170.54	4170.54
5/ 5	4.32	0.23	83.10	87.47	0.57	11.96	4170.54	4170.54
5/ 6	4.71	0.21	87.42	87.99	4.32	0.52	4170.54	4170.54
5/ 7	7.67	0.13	90.97	88.11	3.55	0.12	4170.54	4170.54
5/ 8	8.71	0.11	91.32	92.95	0.36	4.84	4170.54	4170.54
5/ 9	9.82	0.10	93.03	93.16	1.71	0.21	4170.54	4170.54
5/ 10	11.95	0.08	94.63	93.18	1.60	0.02	4170.54	4170.54

Tableau 27:Périodes et factures de participation massique modale (Deuxième variante).

Observations :

Le 1^{er} mode de translation à (X-X) (UX=55.26% ; UY=0.21%)

Le 2^{ème} mode de translation à (Y-Y) (UY=72.43% ; UX=1.35%)

Le 3^{ème} mode de Rotation. (UX=16.09% ; UY=2.76%)

La période fondamentale TX (dyn)= 0.99 s.

La période fondamentale TY (dyn)= 0.81 s

La participation massique dépasse 90% à partir du 8^{ème} mode.

On a : $1.3 \text{ Temp} = 0.845 \text{ s} < T_x \text{ dyn} = 0.99 \text{ s}$ (La structure très souple)

On peut :

- + Ajouté des Voiles dans le sens X.
- + Et Changer les emplacements des voiles

c- Troisième Variante : Avec Changement de la position des voiles

+ Changement de La Section du Poteaux (50×65) cm²

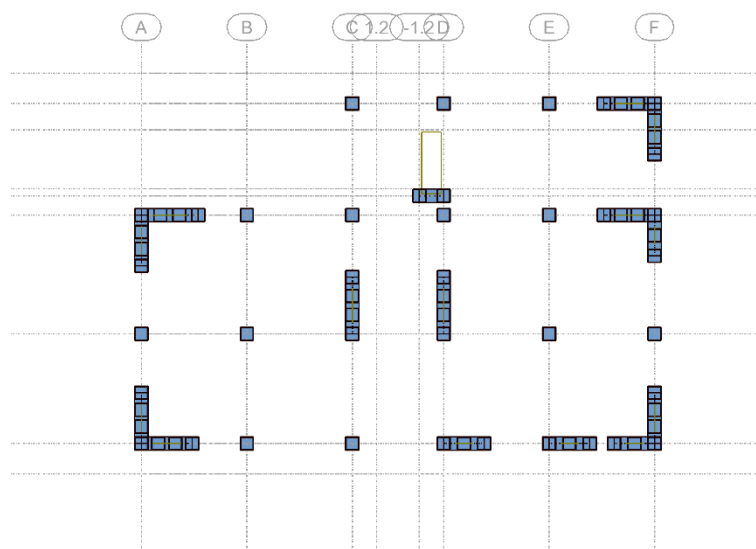


Figure 30: vu en plan fondations du 3ème variante

Après les calculs en obtenu les résultats suivants :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]
5/ 1	1.21	0.83	69.41	0.00	69.41	0.00	4300.83	4300.83
5/ 2	1.27	0.79	69.41	71.31	0.00	71.31	4300.83	4300.83
5/ 3	1.64	0.61	71.35	71.50	1.94	0.20	4300.83	4300.83
5/ 4	4.50	0.22	86.04	71.76	14.69	0.25	4300.83	4300.83
5/ 5	4.72	0.21	86.37	85.98	0.33	14.22	4300.83	4300.83
5/ 6	6.15	0.16	86.49	86.00	0.12	0.02	4300.83	4300.83
5/ 7	9.20	0.11	91.63	86.05	5.14	0.05	4300.83	4300.83
5/ 8	10.16	0.10	91.63	86.09	0.00	0.05	4300.83	4300.83
5/ 9	10.17	0.10	91.63	86.10	0.00	0.01	4300.83	4300.83
5/ 10	10.22	0.10	91.68	91.85	0.05	5.75	4300.83	4300.83

Tableau 28 :Périodes et factures de participation massique modale (Troisième variante).

Les Résultats :

Le 1^{er} mode de translation à (X-X) (UX=69.41% ; UY=0.00%)

Le 2ème mode de translation à (Y-Y) (UY=71.31% ; UX=0.00%)

Le 3ème mode de Rotation. (UX=1.94 % ; UY=0.20 %)

La période fondamentale TX (dyn)= 0.83 s.

La période fondamentale TY (dyn)= 0.79 s

La participation massique dépasse 90% à partir du 10 ème mode.

TX (dyn)= 0.83 s < 1.3 Temp = 0.845sCondition vérifié

TY (dyn)= 0.79 s < 1.3 Temp = 0.845sCondition vérifié

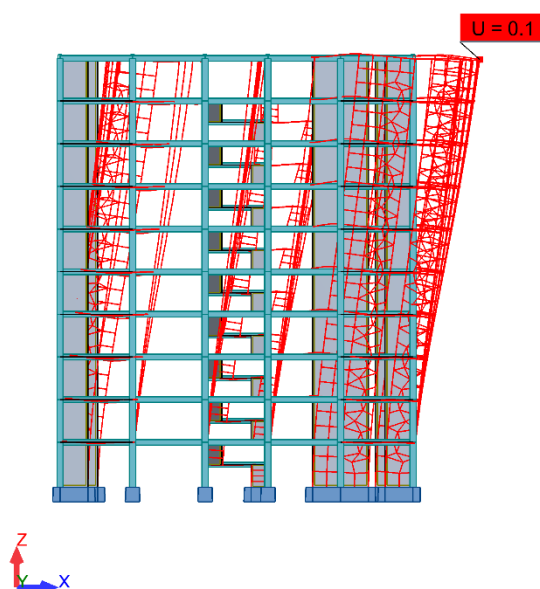


Figure 31: Premier mode de vibration translation selon X-X

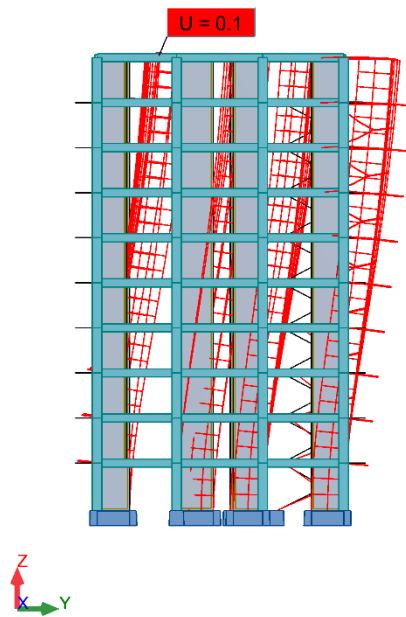


Figure 32::Deuxième mode de vibration Translation Y-Y

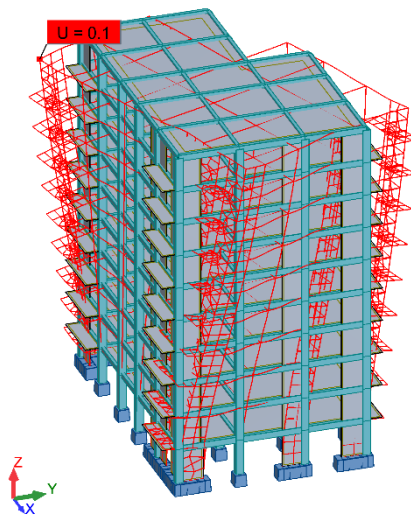


Figure 33:Troisième mode de vibration (Rotation)

Conclusion: Pour cette raison, on adopte cette conception structurale (Troisième variante) qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

7 voiles dans Le sens X et 7 voiles dans le sens Y

La section des poteaux (50×65) cm² , L'épaisseur des Voiles ép = 20cm

Les Poutre Principales (30×45) cm² , Les Poutre Secondaires (30×40) cm²

IV.7) Les Vérification nécessaires après L'analyse du structure :

IV.7.1) Vérification du Coefficient de Comportement R :

La distrubution de L'effort tranchant présenter sur la figure suivante :

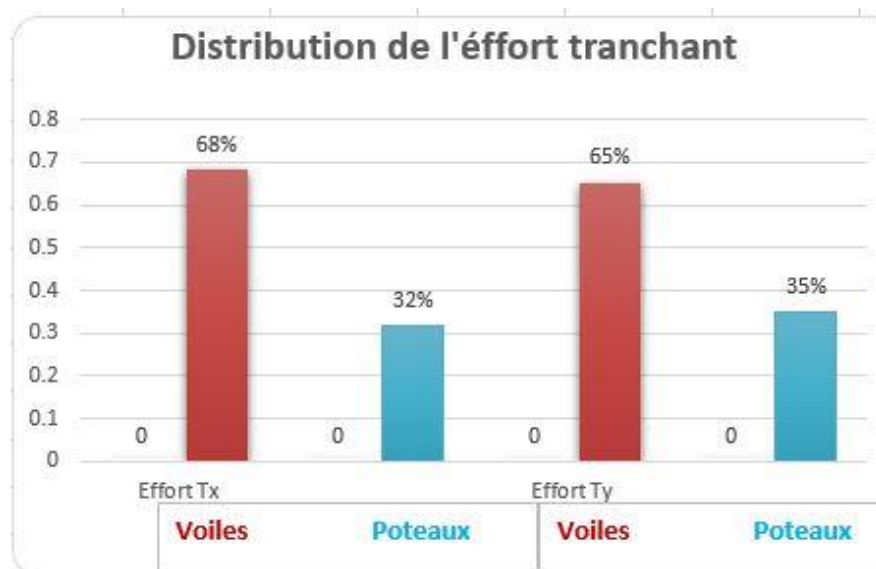


Figure 34: Distrubution de L'effort tranchant dans les deux sens (X,Y)

✚ Observation :

⇒ Dans Le Sens **X** : la résistance du voiles à l'effort tranchant, à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

D'après L'RPA 2024 Art 3.5 (Classification des systèmes de contreventement)

Donc Le système est : **Système de contreventement constitué par des voiles R=4.5**

⇒ Dans Le Sens **Y** : La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

Donc : **Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles R=4.5**

*Remarque : Les Paramètres qui nous avons effectués dans le spectre sont correcte et ne modifient pas Le Coefficient de comportement R.

IV.7.2) Vérification de la période fondamentale de structure :

✚ Sens X :

Tx empirique	Tx analytique	Tx empirique majorée
0.65	0.83	0.845

$0.65 < 0.83 < 0.845$ la condition est vérifiée

✚ Sens Y :

Tx empirique	Tx analytique	Tx empirique majorée
0.65	0.79	0.845

$0.65 < 0.79 < 0.845$ la condition est vérifiée

IV.7.3) Le pourcentage de participation de la masse Cumulées :

D'après les résultats obtenus, la participation massique atteint les 90% à partir du 10^{ème} mode dans les deux directions X et Y . on doit retenir les 8 premiers modes :

-SumUX = 91.68 % > 90 %

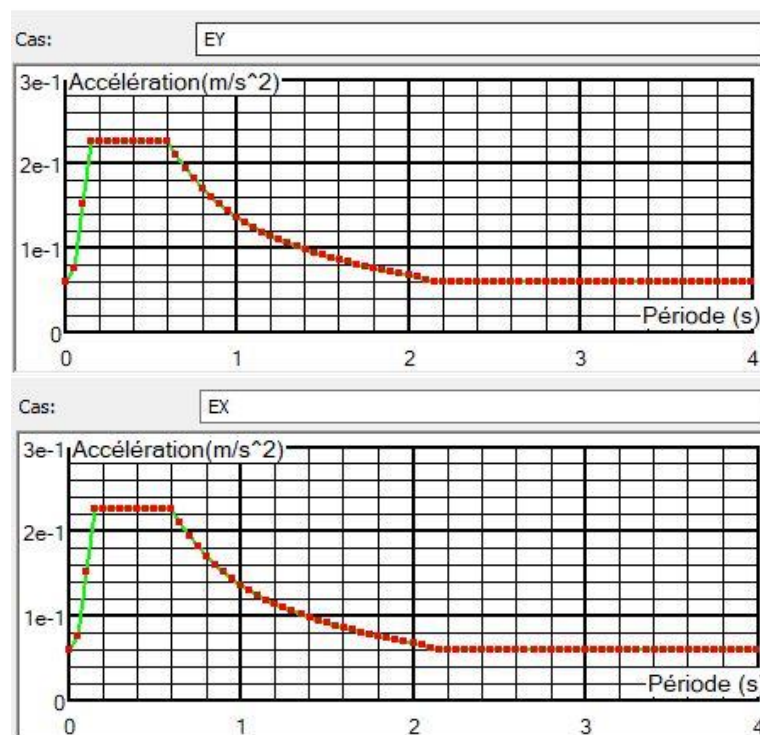
- SumUY = 91.85 % > 90 %

IV.7.4) Vérification de l'effort tranchant à la base : (Art4.3.5)

La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, $V_{statique}$

	Vstatique(KN)	$0.8 \times V_{statique}(KN)$	Vdynamique(KN)	$0.8V_{stat} < V_{dyn}$
Sens X	6053.23	4842.6	5075.12	vérifiée
Sens Y	6359.73	5087.80	5377.53	vérifiée

*Remarque : La force sismique V_{dyn} dans Les Sens X et Y est obtenu par un spectre de calcul



✚ Le meme Spectre parce que on a les memes paramètre dans les deux sens

Distribution De L'effort Tranchant Dans Chaque étage :

Le Sens **X** :

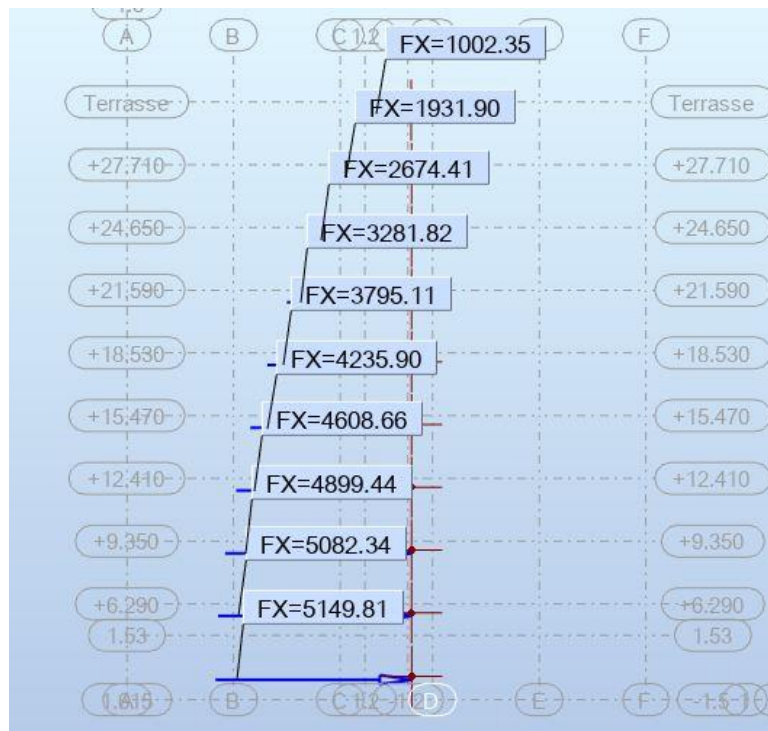


Figure 35:la distribution de l'effort tranchant Sens X

Le Sens **Y** :

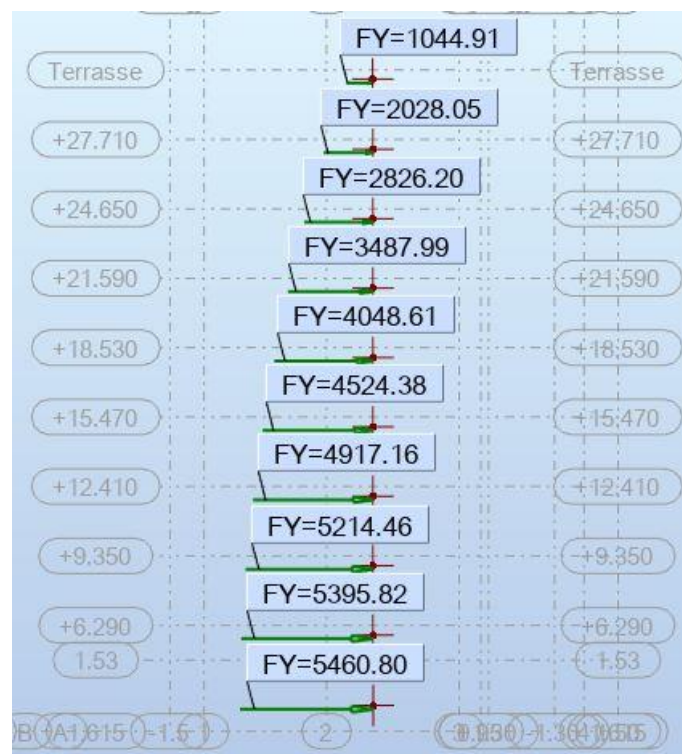


Figure 36:la distribution de l'effort tranchant Sens Y

IV.7.4) Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux : { Art7.4.3 rpa 2024 }

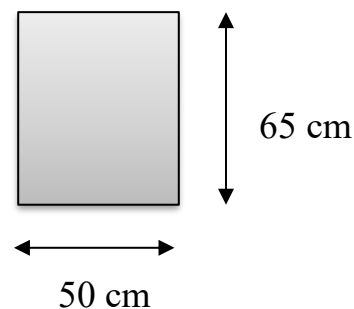
La section du Poteaux (50×65) cm

On Prend Les Résultats Suivantes :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2783.73	128.00	199.63	14.46	343.91	238.01
Barre	6	302	318	374	643	641
Noeud	28	116	97	139	241	253
Cas	13 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	11 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)
MIN	-164.46	-139.64	-200.54	-15.95	-346.14	-222.14
Barre	110	374	318	375	643	627
Noeud	59	139	97	162	241	260
Cas	15 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	15 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	9 (C) (CQC)

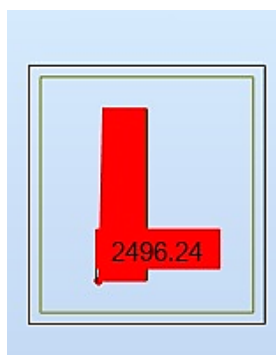
$$V = \frac{Nd=(2783.73 \times 10^3 \text{ N})}{Bc=(500\text{mm} \times 650\text{mm}) \times f_{c28}=(25\text{mpa})} = 0.34 \leq 0.35 \dots \text{Condition Vérifié}$$

La section vérifié du Poteaux :

**IV.7.5) Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles : { Art 7.7.4 rpa 2024 }**

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \cdot f_{c28}} \leq 0.40 \text{ (Le Voile Le Plus Sollicité)}$$



*D'après les résultats obtenus par logiciel le voile le plus sollicités $Nd = 5020.73 \text{ KN}$

$$V = \frac{Nd=(2496.24 \times 10^3 \text{ N})}{Bc=(2800\text{mm} \times 200\text{mm}) \times f_{c28}=(25\text{mpa})} = 0.18 \leq 0.40 \dots \text{Condition Vérifié}$$

IV.7.6) Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon l'équation

$$\delta_k = \frac{R}{QF} \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement élastique

R : Coefficient de comportement

QF : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k-1", est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

D'après L'article 5.10 Rpa 2024

Les déplacements relatifs latéraux ne doivent pas dépasser les limites, Δk , données dans le Tableau :

$$v_A \cdot \Delta k \leq \overline{\Delta k}$$

Type de Structure	Déplacement limite: $\overline{\Delta k}$
Bâtiments en Acier	0.0100 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_k
Bâtiment en PAF	0.0050 h_k
Bâtiments en Bois	0.0075 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 h_k

Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »
Le coefficient réducteur v_A est défini en § 1.2 : il est pris égal à 0.5

Table 5.2: Valeurs limites des déplacements inter-étages

Figure 37 : Tableau 5.2 Rpa 2024

On a Batiment D'habitation Δk limites à 0.0075 H_k

Le Sens X :

Etages	H	Rx/Qfx	Δk (cm)	0.0075 H_k (cm)	Vérification
RDC	3.23	4.29	0.153	2.42	Vérifié
1	3.06	4.29	0.308	2.30	Vérifié
2	3.06	4.29	0.403	2.30	Vérifié
3	3.06	4.29	0.455	2.30	Vérifié
4	3.06	4.29	0.475	2.30	Vérifié
5	3.06	4.29	0.472	2.30	Vérifié
6	3.06	4.29	0.453	2.30	Vérifié
7	3.06	4.29	0.423	2.30	Vérifié
8	3.06	4.29	0.387	2.30	Vérifié
9	3.06	4.29	0.385	2.30	Vérifié

Le Sens **Y** :

Etages	H	R _x /Q _{fx}	Δ _k (cm)	0.0075 H _k (cm)	Vérification
RDC	3.23	4.29	0.147	2.42	Vérifié
1	3.06	4.29	0.302	2.30	Vérifié
2	3.06	4.29	0.397	2.30	Vérifié
3	3.06	4.29	0.448	2.30	Vérifié
4	3.06	4.29	0.465	2.30	Vérifié
5	3.06	4.29	0.459	2.30	Vérifié
6	3.06	4.29	0.435	2.30	Vérifié
7	3.06	4.29	0.401	2.30	Vérifié
8	3.06	4.29	0.365	2.30	Vérifié
9	3.06	4.29	0.342	2.30	Vérifié

Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles **Condition Vérifié**

IV.7.7) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta:

Les effets du 2^o 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_k : \text{Poids total de la structure } (G + \psi Q) \\ \Delta_k : \text{Déplacement relatif du niveau } k \text{ par rapport au niveau } k-1. \\ V_k : \text{Effort tranchant d'étage au niveau } k. \\ h_k : \text{Hauteur de l'étage } k \end{array} \right.$$

Le Sens **X** :

Etages	W (t)	P _k (kn)	Δ _k [m]	V _x [kn]	h _k [m]	Θ _x	≤ 0.1
Rdc	443.08	43302.6	0.153	5149.81	3.23	0.0000	Vérifié
1	435.19	38871.8	0.308	5082.34	3.06	0.0001	Vérifié
2	435.19	34519.9	0.403	4899.44	3.06	0.0001	Vérifié
3	435.19	30168.00	0.455	4608.66	3.06	0.0001	Vérifié
4	435.19	25816.00	0.475	4235.90	3.06	0.0002	Vérifié
5	435.19	21464.20	0.472	3795.11	3.06	0.0002	Vérifié
6	435.19	17112.30	0.453	3821.82	3.06	0.0002	Vérifié
7	435.19	12760.4	0.423	2674.41	3.06	0.0002	Vérifié
8	435.19	8408.5	0.387	1931.90	3.06	0.0003	Vérifié
9	405.66	4056.60	0.385	1002.35	3.06	0.0005	Vérifié

Le Sens **Y** :

Etages	W (t)	Pk (kn)	Δ_k [m]	V_Y [kn]	h_k [m]	Θ_x	≤ 0.1
Rdc	443.08	43302.6	0.147	5460.80	3.23	0.0000	Vérifié
1	435.19	38871.8	0.302	5395.82	3.06	0.0001	Vérifié
2	435.19	34519.9	0.397	5214.46	3.06	0.0001	Vérifié
3	435.19	30168.00	0.448	4917.16	3.06	0.0001	Vérifié
4	435.19	25816.00	0.465	4524.38	3.06	0.0001	Vérifié
5	435.19	21464.20	0.459	4048.61	3.06	0.0002	Vérifié
6	435.19	17112.30	0.435	3487.99	3.06	0.0002	Vérifié
7	435.19	12760.4	0.401	2862.20	3.06	0.0002	Vérifié
8	435.19	8408.5	0.365	2028.05	3.06	0.0003	Vérifié
9	405.66	4056.60	0.342	1044.91	3.06	0.0004	Vérifié

✚ Alors : $\Theta \leq 0.1$, Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.7.8) Vérification au Renversement :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation

Suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales

$$M_s = W \times L / 2$$

(W : le poids total de la structure.)

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur).

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales

Le Sens **X** :

$$M_s = 43302.6 \times \frac{25.30}{2} = 547777.89 \text{ kn.m}$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Etage	H (m)	$F_i \times h_i$
1	3.23	217.96
2	3.06	559.64
3	3.06	889.82
4	3.06	1140.62
5	3.06	1348.85
6	3.06	1570.67
7	3.06	1858.71
8	3.06	2272.05
9	3.06	2844.42
10	3.06	3067.19

$$\sum F_i \times h_i = 15769.92 \text{ kn.m}$$

Vérification $M_s/M_r \geq 1.3$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{547777.89}{15769.92} = 34.73 \geq 1.3 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

Le Sens **Y** :

$$M_s = 43302.6 \times \frac{16.75}{2} = 362659.28 \text{ kn.m}$$

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

Etage	H (m)	$F_i \times h_i$
1	3.23	209.85
2	3.06	554.96
3	3.06	909.74
4	3.06	1201.91
5	3.06	1455.86
6	3.06	1715.50
7	3.06	2025.08
8	3.06	2442.34
9	3.06	3008.41
10	3.06	3197.42

$$\sum F_i \times h_i = 16721.06 \text{ kn.m}$$

Vérification $M_s/M_r \geq 1.3$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{362659.28}{16721.06} = 21.68 \geq 1.3 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifié}$$

IV.7.9) Vérification de L'excentricité : Art 4.3.6 Rpa 2024

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion

Cas/Etage	Nom	Masse [t]	G (x,y,z) [m]	R (x,y,z) [m]	Ix [tm ²]	Iy [tm ²]	Iz [tm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]
5/ 1	Etage 1	443.08	13.884 7.463	13.546 7.474	14733.89	30532.02	44437.14	0.338	0.011
5/ 2	Etage 2	435.19	13.879 7.446	13.546 7.474	14424.56	29954.14	43668.48	0.334	0.028
5/ 3	Etage 3	435.19	13.879 7.446	13.546 7.474	14424.56	29954.14	43668.48	0.334	0.028
5/ 4	Etage 4	435.19	13.879 7.446	13.546 7.474	14424.56	29954.14	43668.48	0.334	0.028
5/ 5	Etage 5	435.19	13.879 7.446	13.546 7.474	14424.56	29954.14	43668.48	0.334	0.028
5/ 6	Etage 6	435.19	13.879 7.446	13.546 7.474	14424.56	29954.14	43668.48	0.334	0.028
5/ 7	Etage 7	435.19	13.879 7.446	13.546 7.474	14424.56	29954.14	43668.48	0.334	0.028
5/ 8	Etage 8	435.19	13.879 7.446	13.546 7.474	14424.56	29954.14	43668.48	0.334	0.028
5/ 9	Etage 9	435.19	13.879 7.446	13.546 7.474	14451.57	29954.14	43695.48	0.334	0.028
5/ 10	Etage 10	405.66	13.858 7.432	13.546 7.383	12011.66	26840.81	38191.81	0.312	0.049

Figure 38 : Caractéristique Massique de la Structure.

L'excentricité accidentelle :

$$\text{Sens X : } e_{accx} = 0.05 \times 25.30 = 1.265 \text{ m} \rightarrow e_{maxx} = 0.338 \text{ m} < e_{accx} = 1.26 \dots \dots \text{C.V}$$

$$\text{Sens Y : } e_{accy} = 0.05 \times 16.75 = 0.837 \text{ m} \rightarrow e_{maxy} = 0.049 \text{ m} < e_{accy} = 0.837 \dots \dots \text{C.V}$$

Alors : La Condition elle est vérifié dans Les Deux Direction .

IV.8) Conclusion :

D'après Les résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et on a une structure parasismique .

Après les changements et les modifications faites, les dimensions retenues définitivement sont les suivantes :

Poteaux : $(50 \times 65) \text{ cm}^2$

Epaisseur des voiles : $\text{ép} = 25 \text{ cm}$.

Poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

Le résultat obtenu seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans Notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

on peut passer au ferrailage des éléments Structuraux.....

CHAPITRE V : Etude Des Eléments Structuraux

V.1) INTRODUCTION :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques. Leurs ferraillements doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables, En utilisant Les reglements **BAEL 91** et **RPA 2024** .

V.2) Ferrailage Des Poteaux :

Les poteaux sont soumis à un moment fléchissant « **M** », un effort normal « **N** » et un effort tranchant « **T** » ; c'est-à-dire sollicités en flexion composée avec compression

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « **ELU** » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,20	25	17.70	1.0	400	400

Tableau 29: Contraintes caractéristiques du béton et de l'acier.

V.2.1) Combinaisons d'actions :

Selon **BAEL 91** :

- ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS : $G + Q$

Selon **RPA 2024** (Situation accidentelle) :

- $G + \psi Q - 0.3EX - EY$
- $G + \psi Q - EX - 0.3EY$

Recommandations des règlements : (RPA 2024)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

Leur pourcentage minimal sera de :

- 0.8% en zones I et II
- 0.9% en zone III
- 1.0% en zones IV, V et VI

Leur pourcentage maximal sera de:

- 4% en zone courante
- 8% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de : 12 mm

-La longueur minimale des recouvrements est de: 50φ en zones I, II et III

60φ en zones IV, V et VI

La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :

– 20 cm en zones I, II et III

– 15 cm en zones IV, V et VI

V.2.2) Calcul de ferrailage :

Section du Poteaux : $(50 \times 65) \text{ cm}^2$, L'enrobage : $C = 3 \text{ cm}$, acier Fe E400 , $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

$F_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.20 \text{ Mpa}$; $L = 03.23 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau (Rdc)

$L = 03.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau (étage)

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.(ELU+ELS)

2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.(ELA)

3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant (ELA)

ELU (1,35G + 1,5Q)		G+ ΨQ -EX-0.3EY		G+ ΨQ -0.3EX-EY		ELS (G + Q)	
N_{MAX} [KN]	M_{Corr} [KN.m]	N_{MIN} [KN. m]	M_{Corr} [KN. m]	M_{MAX} [KN. m]	N_{Corr} [KN]	N_{MAX} [KN]	M_{Corr} [KN. m]
3246.15	02.91	164.46	115.07	346.14	65.09	2361.67	2.09

a) Armatures longitudinales

1ère cas ELU :

$N_{max} = 3246.15 \text{ KN}$; $M_{corr} = 02.91 \text{ KN.m}$

 Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre

e_a : excentricité additionnelle

$$e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{02.91}{3246.15} = 0.08 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} , L_0/250) = (2 \text{ cm} , \frac{323}{250} = 1.292) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2 + 0.08 = 2.08 \text{ cm}$$

$$e_2 : \text{si } l_f/h \leq \max(15 ; 20 \times \frac{e_1}{h})$$

$$l_f : (\text{longueur de flambement du poteau}) = 0.7 \times 3.23 = 2.261$$

H : Hauteur de la section du Poteau

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.261}{0.65} = 3.47 \leq \max(15, 0.64)$$

$$3.47 \leq 15 \dots\dots\text{Donc :}$$

les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \cdot 2.261^2}{10^4 \cdot 0.65} (2 + \alpha \phi)$$

Généralement on prend ($\phi=2$).

(ϕ : Le rapport de déformation finale due au fluage)

$$\lambda = 3.46 \cdot l_f/h = 12.035$$

$$\lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot (\frac{\lambda}{35})^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} = \frac{3 \cdot 2.261^2}{10^4 \cdot 0.65} (2 + 0.83 \times 2) = 0.86 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.08 + 0.86 = 2.94 \text{ cm} = 0.0294 \text{ m}$$

✚ Les efforts corrigés seront :

$$N_{\max} = 3246.15 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\max} \cdot e = 3246.15 \times 0.0294 = 95.44 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.65 \times 14.20 \times 10^3$$

$$A = 898.77 \text{ kn.m}$$

$$B = N_{\max} \times (d - d') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_{\text{Corrigé}} + N_{\max} \times (d - h/2) = 95.44 + 3246.15 \times (0.62 - \frac{0.65}{2}) = 1053.05 \text{ kn.m}$$

$$B = 3246.15 \times (0.62 - 0.03) - 1053.05 = 862.18 \text{ kn.m}$$

$$A = 898.77 \text{ kn.m} > B = 862.18 \text{ kn.m}$$

✚ **A > B** Donc la section est partiellement comprimée.

Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \leq \mu_l = 0.392$$

$$\mu = \frac{1053.05 \times 10^6}{500 \times 620^2 \times 18.5} = 0.296 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.296}) = 0.45$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.45) = 0.82$$

$$\alpha = 0.45 \rightarrow \beta = 0.82$$

$$A_f = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{1053.05 \times 10^6}{348 \times 0.82 \times 620} = 5952.02 \text{ mm}^2 = 59.52 \text{ cm}^2$$

Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_{s1} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 59.52 - \frac{3246.15 \times 10^3}{100 \times 348} = -33.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = 0$$

2ème cas ELA :

G+ ΨQ-EX-0.3EY

Nmin = 164.46 Kn ; Mcorr : 115.07 kn.m

$$e = e1 + e2 ; e1 = e0 + ea$$

$$e0 = \frac{M}{N} = \frac{115.07}{164.46} = 0.70 \text{ cm}$$

$$ea = \max(2\text{cm}, L0/250) = (2\text{cm}, \frac{306}{250} = 1.224) = 2\text{cm}$$

$$e1 = 2 + 0.70 = 2.70 \text{ cm}$$

$$e2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi)$$

Généralement on prend ($\phi=2$).

$$L_f = 306 \cdot 0.7 = 2.142 \text{ m}$$

$$\lambda = 3.46 \cdot L_f / h = 11.40$$

$$\lambda \leq 50 \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$e2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \cdot 2.142^2}{10^4 \cdot 0.65} (2 + 0.83 \times 2) = 0.77 \text{ cm}$$

$$e = e1 + e2 = 2.70 + 0.77 = 3.47 \text{ cm} = 0.0347 \text{ m}$$

 **Les efforts corrigés seront :**

$$N_{\min} = 164.46 \text{ KN}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\min} \times e = 164.46 \times 0.0347 = 05.70 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 d'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.65 \times 17.70 \times 10^3$$

$$A = 1120.30 \text{ kn.m}$$

$$B = N_{\min} \times (d - d') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{Corrigé}} + N_{\min} \times (d - h / 2) = 54.22$$

$$B = 42.81$$

✚ **A > B** Donc la section est partiellement comprimée.

Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \leq \mu_l = 0.392$$

$$\mu = \frac{54.22 \times 10^6}{500 \times 620^2 \times 17.70} = 0.016 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.02) = 1.00$$

$$\alpha = 0.02 \rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{54.22 \times 10^6}{400 \times 0.99 \times 620} = 220.8 \text{ mm}^2 = 2.20 \text{ cm}^2$$

Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_{s2} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 2.20 - \frac{164.46 \times 10^3}{100 \times 400} = -1.91 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 0$$

3ème cas ELA :

G+ ΨQ-0.3EX-EY

Mmax = 346.14 kn.m ; Ncorr : 65.09 kn

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{346.14}{65.09} = 5.32 \text{ cm}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, L_0/250) = (2 \text{ cm}, \frac{306}{250} = 1.224) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = 2 + 5.32 = 7.32 \text{ cm}$$

$$e_2 = 2.77 \text{ cm}$$

$$e = 10.09$$

✚ **Les efforts corrigés seront :**

$$M \text{ corrigé} = N_{cor} \times e = 65.09 \times (10.09) = 656.76 \text{ KN.m}$$

$$N \text{ corr} = 65.09 \text{ KN}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 d'). b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.50 \times 0.65 \times 17.70 \times 10^3$$

$$A = 1120.30 \text{ kn.m}$$

$$B = N_{corr} \times (d - d') - M_l$$

$$M_{ua} = M_{Corrigé} + N_{cor} \times (d - h / 2) = 675.95$$

$$B = -637.5$$

✚ **A > B** Donc la section est partiellement comprimée.

Détermination des Armatures a la flexion Simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \leq \mu_l = 0.392$$

$$\mu = \frac{675.95 \times 10^6}{500 \times 620^2 \times 17.70} = 0.20 < \mu_l = 0.392$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.19}) = 0.28$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times (\alpha = 0.42) = 0.89$$

$$\alpha = 0.27 \rightarrow \beta = 0.89$$

$$A_f = \frac{M}{\sigma_{st} \times \beta \times d} = \frac{675.19 \times 10^6}{400 \times 0.89 \times 620} = 3059.03 \text{ mm}^2 = 30.59 \text{ cm}^2$$

Détermination des Armatures a la flexion Composée :

$$A_{s3} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 30.59 - \frac{65.09 \times 10^3}{100 \times 400} = 28.96 \text{ cm}^2$$

✚ **Vérification des sections RPA 2024 :**

1-Le pourcentage minimal d'armatures :

$A_{smin} = 1.0\%$ (b. h) en zones IV, V et VI

$$A_{s \min} = 0.01 \times (50 \times 65) = 32.5 \text{ cm}^2$$

2-Le pourcentage maximal en zone de courante :

4% en zone courante

$$0.04 \times (50 \times 65) = 130 \text{ cm}^2$$

3-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement :

8% en zone de recouvrement

$$0.08 \times (50 \times 65) = 260 \text{ cm}^2$$

✚ **Vérification de la condition de non fragilité : BAEL91**

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} = 0.23 \times 50 \times 62 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A^{\min} = 3.74 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{cal} ; A_{RPA \min} ; A_{BAEL \min})$

Section	A_{s1} (cm ²)	A_{s2} (cm ²)	A_{s3} (cm ²)	$A_{RPA \min}$ (cm ²)	$A_{BAEL \min}$ (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	CHOIX	$A_{choisie}$ (cm ²)
50x65	0	0	28.96	32.5	3.74	32.50	8HA20 + 4HA16	33.17

Tableau 30:Tableau récapitulatif du résultat

b) Armatures transversales :**Vérification du poteau à l'effort tranchant :**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 200.54 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau = \frac{V_{\max}}{b.d}$

$$\tau = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{200.54 \times 10^3}{500 \times 620} = 0.65 \text{ Mpa}$$

Selon RPA 2024

$$\tau_{bu} = \rho d \times f_{c28}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min(l_f / a ; l_f / b) = 3.30$$

$$\lambda_g < 5 \rightarrow \rho d = 0.04$$

$$\tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.00 \text{ Mpa} \dots \text{la condition est vérifiée}$$

▪ **Calcul d'armature transversale:**

Selon (RPA2024) les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h.f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul

H : Hauteur totale de la section brute

F_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$$\rho_a : 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5$$

t : espacement des armatures transversales

La Zone Nodale : (zone critique): $S_t \leq \min(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l)$: en zones IV, V et VI

Avec ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

$$S_t \leq \min(b_0/3, 10\text{cm}, 60\phi_l) = (16.66 \text{ cm} ; 10 \text{ cm} ; 96 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

La zone courante : $S_t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l)$: en zones IV, V et VI

$$S_t' \leq \min(b_1/2; h_1/2; 10\phi_l) = (25 \text{ cm} ; 32.5 ; 16 \text{ cm})$$

$$S_t' \leq 15 \text{ cm}$$

✚ On prend : $S_t=10$ cm en zone nodale et $S_t=15$ cm dans la zone courante

Détermination de A_t :

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \cdot S_t$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 200.54 \times 10^3}{650 \times 400} \times 150 = 433.8 \text{ mm}^2 = 4.34 \text{ cm}^2$$

Soit **3cadre Ø10** Pour ($6 \text{ Ø}10=4.71 \text{ cm}^2$)

✚ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

Dans la zone nodale $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot b \geq 0.3\% \rightarrow A_t \geq 0.003 \cdot 10 \cdot 50 = 1.5 \text{ cm}^2 \dots \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone Courante : $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot b \geq 0.3\% \rightarrow A_t \geq 0.003 \cdot 15 \cdot 50 = 2.25 \text{ cm}^2 \dots \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Arpa (cm ²)	Barres long	$A_{Lchoisie}$ (cm ²)	A_t choisie	S_t (cm) (nodal)	S_t (cm) (courante)
50x65	32.50	8HA20 + 4HA16	33.17	3Ø10	10	15

Tableau 31:Résultat ferrailage de poteaux

V.2.3) Présentation de ferrailage du Poteaux :

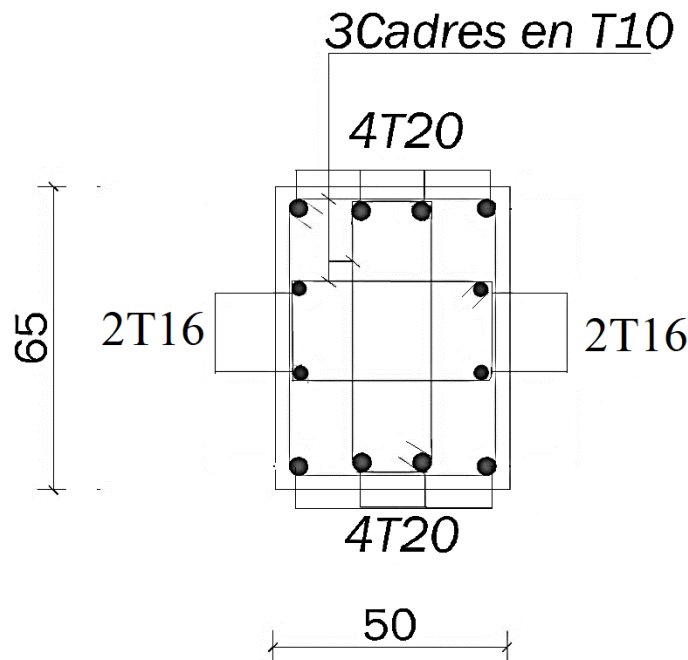


Figure 39:Schéma de ferrailage de poteau

V.3) Ferrailage des poutres :

V.3.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, et sont soumis à un effort tranchant « T » et à un moment de flexion « M » leur mode de sollicitation est la flexion simple.

V.3.2 Combinaisons d'actions :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

 **Selon BAEL 91 :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

 **Selon RPA 2024 (Situation accidentelle) :**

Poutre Principale :

$G + \psi Q + 0.3EX - EY$ (Moment max en appui)

$G + \psi Q - 0.3EX - EY$ (Moment max en travée)

Poutre Secondaire :

$G + \psi Q - EX - 0.3EY$ (Moment max en appui)

$G + \psi Q + EX - 0.3EY$ (Moment max en travée)

Cas	Poutre Principale		Poutre Secondaire	
	M Appui (KN.m)	M Travée (KN.m)	M Appui (KN.m)	M Travée (KN.m)
ELU	176.11	80.81	42.92	25.74
ELS	127.60	60.00	18.31	32.24
ACC	251.85	100.42	132.66	97.20

Tableau 32: Sollicitation moment de flexion des poutres.

V.3.3 Recommandations des règlements : (RPA2024)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- Avec : Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre

- La longueur minimale de recouvrement est de $60\varnothing$ (zones IV, V et VI).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.4) Calcul des armatures longitudinal :

Éléments	Section	Position	Mmax	Acal	ARPA	As adopté	Choix des barres
	(cm ²)		(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)	
PP	30*45	Appui	213.20	14.66	6.75	15.45	3HA16+3HA20
		Travée	100.42	6.35		06.79	6HA12
PS	30*40	Appui	121.72	09.09	6.00	09.24	6HA14
		Travée	97.20	07.09		07.70	5HA14

Tableau 33:Résultats du ferrailage.

V.3.5. Vérification des contraintes à l'ELS :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales, on passe de la vérification des contraintes à la limite de service. La sollicitation les plus défavorables (M_{ser}) selon les règles BAEL.

✚ La contrainte du béton est limitée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

✚ La fissuration est considérée :

On considère que la fissuration est peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa.}$

Éléments	Position	Mser	As adopté	σ_b	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$	σ_s	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
		(KN.m)	(cm ²)	(MPa)		(MPa)	
PP	Appui	127.60	18.85	09.60	C.V	185.00	C.V
	Travée	60.00	06.79	04.50	C.V	227.10	C.V
PS	Appui	18.31	10.65	01.20	C.V	16.90	C.V
	Travée	32.24	06.98	02.90	C.V	119.80	C.V

Tableau 34 : Vérification des contraintes de l'acier et du béton.

V.3.6. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre de la section il est en fonction de ses dimensions ainsi que l'effort tranchant à limite ultime,

$$\text{elle est donnée par : } \tau_u = \frac{T_u}{b.d}$$

Si la fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) \rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} & (\text{situation durable}) \\ \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa} & (\text{situation accidentelle}) \end{cases}$$

Éléments	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
	(KN)	(MPa)	(MPa)	
PP	223.68	1.77	4.35	C.V
PS	69.29	0.62	4.35	C.V

Tableau 35: Vérification des contraintes de cisaillements des poutres.

V.3.7. Calcul des armatures transversal :

L'acier choisi de type rond lisse de nuance FeE235. L'espacement entre les armatures d'âme successives doit être le plus faible des valeurs suivantes :

✚ D'après RPA2024 :

$$\begin{cases} A_t \geq 0.003S_t b \\ S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t, 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l \right) & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Les valeurs des sections d'armatures transversales (A_t) ainsi que leur espacement (S_t) pour chaque poutre sont résumés dans le tableau suivant :

Éléments	τ_u	RPA99V2003			S _t et A _t adopté		
		S _t (ZN)	S _t (ZC)	A _t	S _t (ZN)	S _t (ZC)	A _t
	(MPa)	(cm)	(cm)	(cm ²)	(cm)	(cm)	(cm ²)
PP	1.77	15	20	1.8	15	20	4Ø8=2.01
PS	0.62	10	15	1.35	10	15	4Ø8=2.01

Tableau 36: Sections d'armatures transversales des poutres.

V.3.8 Vérification de la flèche : CBA93 (B6.5.1)

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les poutres considérées répondent aux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_T}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

Avec : $M_t = K \times M_0$

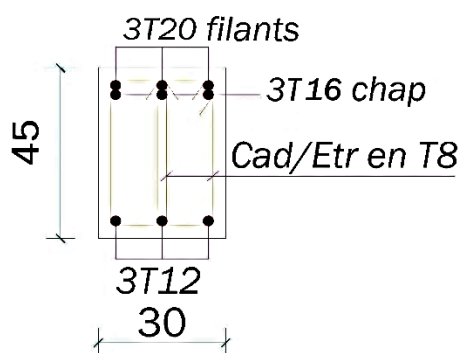
Où K : est un coefficient réducteur entre 0.75 et 0.85, On prend K = 0.80.

Éléments	section	L (m)	h/L	1/16	$M_t/10M_0$	$A/(b_0d)$	$4.2/f_e$	Vérification
PP	30×45	5.35	0.084	0.06	0.08	0.002	0.01	CV
PS	30×40	4.70	0.0957	0.06	0.08	0.0018	0.01	CV

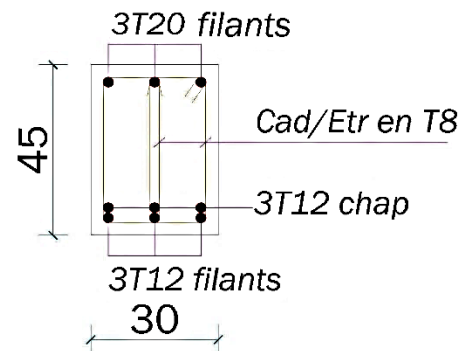
Tableau 37:Vérification de la flèche des poutres.

V.3.9 Présentation du ferrailage :

POUTRE PRINCIPALE :



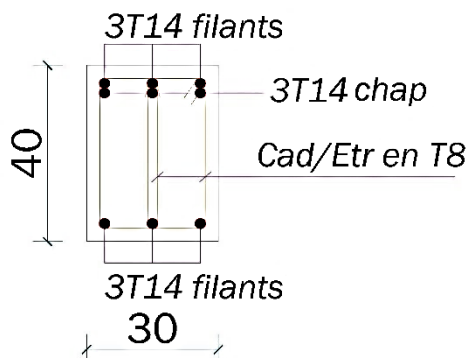
En Appui



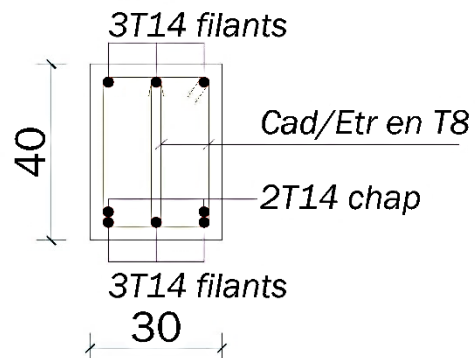
En Travée

Figure 40 : Schéma du ferrailage de la poutre principale

POUTRE SECONDAIRE :



En Appui



En Travée

Figure 41:Schéma du ferrailage de la poutre Secondaire

V.4) Ferrailage des Voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations), et à des forces horizontales dues au séisme. Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée .

✚ les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée :

$$1) l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3}; 4 \times b_w; 1m \right)$$

$$h_e = 3.23 - 0.4 = 2.83 \text{ m}$$

$$l_w = 02.80 \text{ m} ; b_w = 00.20 \text{ m}$$

$$2.8 \geq \max (0.94 ; 0.80 ; 1m) \dots\dots\dots \text{Condition Vérifié (eqn 7.9)}$$

$$2) b_w \geq \max (15\text{cm} ; \frac{h_e}{20} = 14\text{cm})$$

$$b_w = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm} \dots\dots \text{Condition Vérifié (eqn 7.10)}$$

$$3) \frac{h_w}{l_w} > 2$$

$$= \frac{30.77}{02.80} = 10.98m > 2.. \dots\dots \text{Voile élancé}$$

✚ Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles:

$$V = \frac{Nd = (2496.24 \times 10^3 \text{ N})}{Bc = (2800\text{mm} \times 200\text{mm}) \times f_{c28} = (25\text{mpa})} = 0.18 \leq 0.40 \dots\dots \text{Condition Vérifié}$$

✚ Evaluation de la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile:

$$H_{cr} = \max \left(l_w, \frac{h_w}{6} \right)$$

avec :

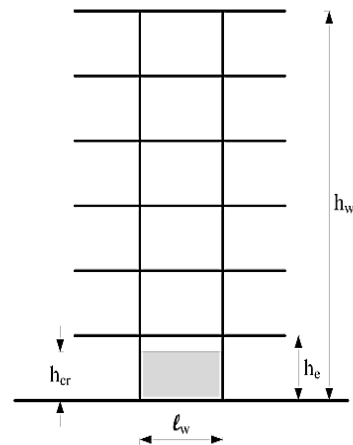
$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 * l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 * h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$H_{cr} = \max (l_w = 02.80, \frac{h_w}{6} = \frac{30.77}{6} = 05.13\text{m})$$

$$H_{cr} = 05.13\text{m}$$

$$H_{cr} \leq (2 \times l_w = 05.60 \text{ m}) . \text{Vérifié}$$

$$H_{cr} \leq (2 \times h_e = 06.46 \text{ m pour } n > 6 \text{ niveaux}) \dots\dots \text{Vérifié}$$



✚ Enveloppe du diagramme des moments flechissant: **Rpa 2024**

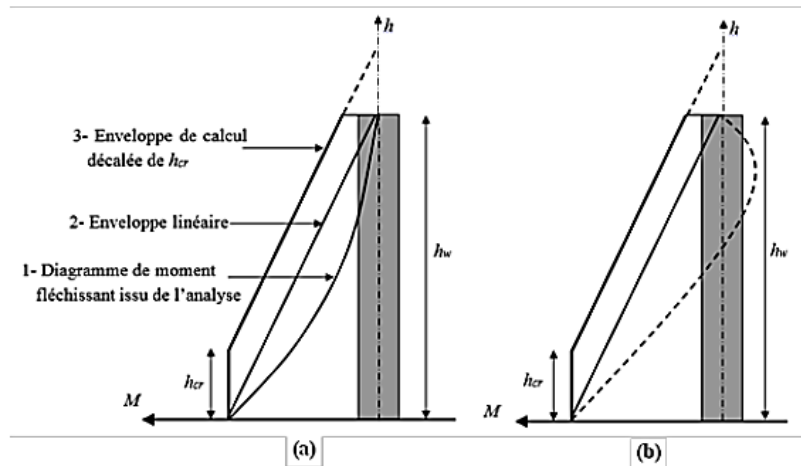
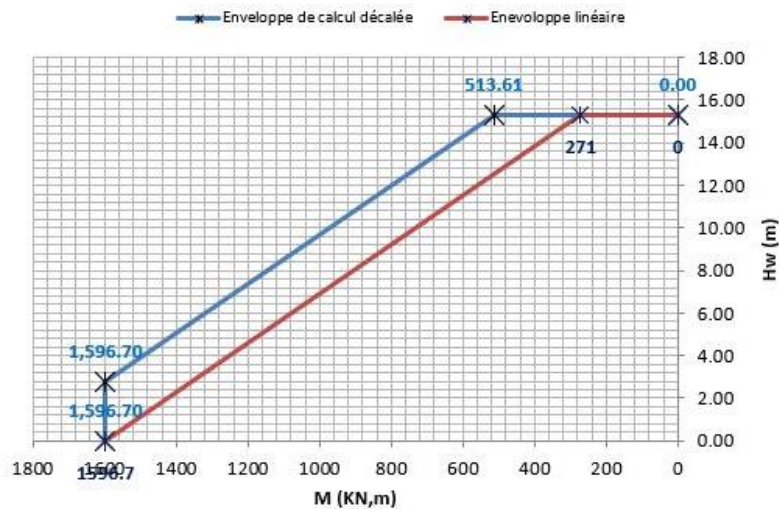


Figure 42: Enveloppe de calcul pour les moments flechissant



Nous proposons le calcul détaillé du voile ($L = 02.80$ m) du RDC sens X:

$\sigma_{bna}(\text{mpa})$	Ép (m)	L(m)	S	I (m^4)	V	Fe(mpa)
17.70	0.2	02.80	0.56	0.3658667	1.4	400

$M_{\max} = 1596.70 \text{ kn.m}$; $N_{\text{corr}} : -110.01 \text{ kn}$; $V = 880.11 \text{ kn}$

✚ **Détermination des contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot V = -6.31$$

$$\sigma_1 = -6.31$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \cdot V = 05.91$$

$$\sigma_2 = +05.91$$

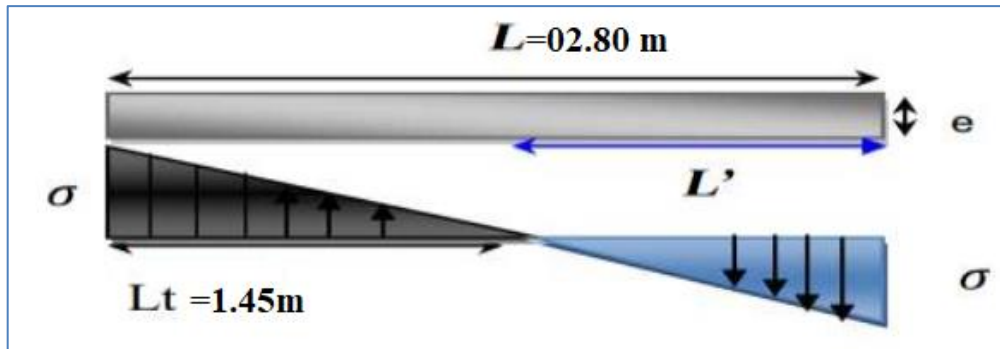


Diagramme du Contraintes

$$L'=L_c = L-L_t = 2.80 - 1.45 = 1.35 \text{ m}$$

Alors : Le Ferrailage sera déterminé en fonction du pourcentage minimal du RPA .

✚ Dimensionnement Des Elements De Rives:

Conditions géométrique :

Longueur confinée (l_c) : $l_c \geq \max (0.15l_w ; 1.5b_w) \dots \text{eqn (7.23p121 rpa)}$

$$l_c \geq \max (0.15 \times 2.80 ; 1.5 \times 0.2)$$

$$l_c \geq \max (42 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$$

$$l_c = 45 \text{ cm}$$

$$l_c \geq \min (2b_w ; 0.2l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$$

$$b_c \geq \max (\frac{H_e}{20} = 16.15 ; 20 \text{ cm})$$

$$b_c = 25 \text{ cm}$$

✚ Ferrailages De L'ame :

ACIERS VERTICAUX :

✚ Diamètre maximal :

$$8 \text{ mm} \leq \varnothing_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

$$8 \text{ mm} \leq \varnothing_{\max} \leq \frac{b_w=200}{8} = 25 \text{ mm}$$

$$8 \text{ mm} \leq \varnothing_{\max} \leq 25 \text{ mm}$$

$$\text{Choix } \varnothing = 12 \text{ mm}$$

✚ Espacement maximal :

$$St_{\max} \leq \min (250 \text{ mm} ; 25\varnothing_{\min})$$

$$St_{\max} \leq \min (25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 25 \text{ cm}$$

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

ACIERS HORIZONTAUX :

Résistance à l'effort tranchant :

$$\frac{Ah}{S} \geq \frac{V}{z \times f_e}$$

S : espacement des cours d'armatures transversales

$\bar{V}$: Effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4 VU$

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$f_e = 400 \text{ mpa}$; $z = 02.45 \text{ cm}$; $S = 15 \text{ cm}$; $V = 880.11 \text{ kn}$

$\bar{V} = 1.4 VU$

$\bar{V} = 1232.20 \text{ kn}$

$$Ah \geq S \cdot \frac{\bar{V}}{z \times f_e} = 01.88 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2HA12 = 02.26 \text{ cm}^2$$

✚ FERRAILLAGE DES ELEMENTS DE RIVES:

Pourcentage minimal longitudinal : $\geq 0.5 \%$ de la surface de la zone confinée :

$A_v \min \geq 0.5 \%$ ($l_c \cdot b_c$)(pg122 rpa 2024)

$A_v \min \geq 0.5 \%$ ($45 \cdot 25$)

$A_v \min \geq 05.625 \text{ cm}^2$

$A_v \text{ (rive)} = 2 \times 8HA12 = 18.10 \text{ cm}^2$ st=8 cm

✚ Espacement Vertical Armatures Confinement (St) (eqn 7.28 pg123 rpa2024)

$St \leq \min \left(\frac{b_c}{2} ; 20 \text{ cm} ; 8\phi l \right)$ (eqn 7.28 rpa 2024)

$St \leq \min (12.5 ; 20 ; 9.6)$

St = 8 cm

Section Minimale Des Armatures De Confinement :

$$At \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (0.09 \cdot St \cdot b_0 \cdot f_{c28} / f_e) \\ (0.3 \cdot St \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot f_{c28} / f_e) \end{array} \right.$$

$At \geq \max (0.45 ; 0.91)$

$At \geq 0.91 \text{ cm}^2$

Soit 2 CadreØ8 = 1.01 cm²

V.4.1 Présentation du ferrailage :

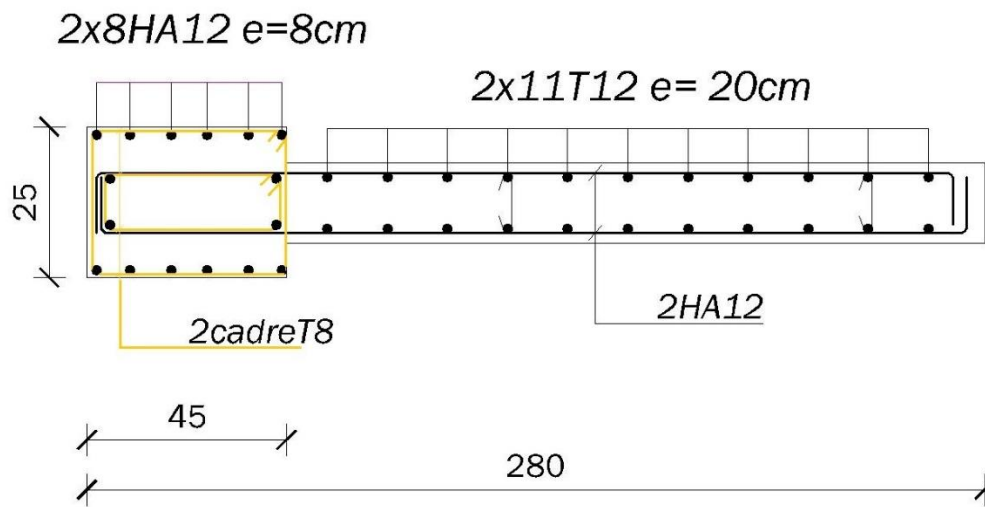


Schéma de Ferrailage du Voile

V.5) Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des charges.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés, dans la détermination des ferraillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferraillages obtenus par le logiciel de calcul (Robot Structural Analysis Professional) ainsi que le ferraillage minimal édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Les sections minimales exigées par le RPA 2024 sont souvent important pour favorisent la sécurité et l'économie.

CHAPITRE VI : Etude De Fondation

VI.1) INTRODUCTION :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue 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...).

✚ Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.2) Étude de sol :

Le bâtiment est à usage d'habitation implanté dans la Zone VI les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol} = 01.70 \text{ bars}$ pour l'ensemble du site.
- Type de sol : classé dans la catégorie S3 selon le RPA 2024 (meuble).
- Ancrage des fondations : $d = 02.00 \text{ m}$.

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

VI.2.1) Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :

$S_s / S_b < 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.

$S_s / S_b > 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a radier général comme type de fondation.

S_b : la surface totale du bâtiment.

S_s : La surface totale de la semelle

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

N_{ser} : La somme des réactions des poteaux et des voiles à l'E.L.S.

$$\sigma_{sol} = 01.70 \text{ bar} = 170 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{ser} = 47438.14 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{47438.14}{170} = 279 \text{ m}^2$$

Surface total du bâtiment : $S_b = 366.575 \text{ m}^2$

➤ **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{279}{366.575} = 0.76 = 76\% > 50\%$$

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 Nervuré** 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.

VI.3) Calcul du 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.

➤ **VI.3.1) Pré dimensionnement du radier :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) **Condition forfaitaire :**

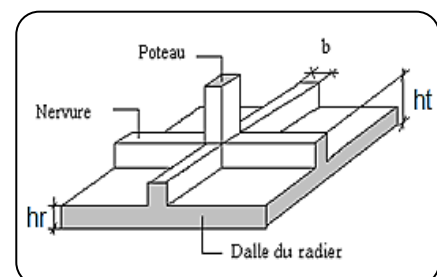
- **Dalle** : $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :

$L_{max} = 05.85 \text{ m}$ (longueur maximale entre axes des poteaux)

Donc : $h_r > 29.25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $H_r = 45 \text{ cm}$

- **Nervure** : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10}$



Donc : $ht > 58.5\text{cm}$. $\rightarrow ht = 60\text{ cm}$

b) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25\text{ cm}$)

c) Condition de rigidité :

$$L_{\max} \geq \frac{\pi L_e}{2}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420\text{ t/mm}^2$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K = 4100\text{ t/m}^3$).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$L_{\max} = 05.85\text{ m} , \quad E = 3216420\text{ t/m}^2 , \quad K = 4689.71\text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} \Rightarrow h \geq 0.94\text{ m}$$

• **Conclusion**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$H_r = 45\text{ cm}$ Radier

$H_t = 60\text{ cm}$ Nervure

$b = 30\text{ cm}$ Largeur de la Nervure $\rightarrow b \geq \frac{ht}{4} = 15\text{ cm}$

➤ **VII.2.2. Détermination des efforts :**

ELU : $N_u = 64955.66\text{ KN}$

ELS : $N_s = 47438.14\text{ KN}$

➤ **VII.2.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$\text{- ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{64955.66}{170} = 382.09\text{ m}^2$$

$$\text{- ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{47438.14}{170} = 279\text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 366.575\text{ m}^2 < \max(S_1; S_2) = 382.09\text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est inférieure à la surface de radier, On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : Surface final du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

D : Débordement.

L_x : Longueur en plan (25.30 m)

L_y : Largeur en plan (16.75 m)

➤ **Calcul de débordement D :**

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}).$

$\text{Max} (60/2=30 ; 30 \text{ cm}). \text{ ou } \Rightarrow D \geq \text{Max} (40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}).$

On prend :

$D = 0.5 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est :

$$S' = 366.575 + 0.5 \times 2 \times (25.30 + 16.75) = 408.625 \text{ m}^2$$

VII.3.2) Vérifications nécessaires :

VII.3.2.1) Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} \text{ Avec : } b = 100 \text{ cm} ; d = 0.9 h = 40.5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} \Rightarrow T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{s'} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{64955.66 \times 1}{408.625} \times \frac{05.85}{2} = 464.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{464.96 \times 10^3}{1000 \times 405} = 01.14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **VI.4) Ferrailage du radier :**

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de l'Annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du

coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

➤ **VI.4.1. Méthodes de calcul :**

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que : μ_x, μ_y : (tableau annexe E.3 Bael page 157)

μ_x, μ_y : sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x / l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

Localisation	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Tableau 38 : Résumé des méthodes de calcul

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

➤ VI.4.2) Evaluation des charges :

➤ Poids du radier :

✓ ELU :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml} = \frac{64955.66}{408.625} = 158.96 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS:

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} \times 1\text{ml} = \frac{47438.14}{408.625} = 116.09 \text{ KN/ml}$$

Le plus grand panneau est le panneau de rive (5.20×5.85) m².

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.20}{5.85} = 0.888 \approx 0.90 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1 \text{ Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- **l'ELU** : $v = 0$; $q_u = 158.96 \text{ KN/ml}$ $\mu_x = 0.046$ $\mu_y = 0.778$
- **l'ELS** : $v = 0.2$; $q_{\text{ser}} = 116.09 \text{ KN/ml}$ $\mu_x = 0.053$ $\mu_y = 0.850$

VI.4.3) Calcul des moments fléchissant :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	μ_x	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_{ax} KN.m	μ_y	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ay} KN.m
ELU	0.046	197.70	148.275	98.85	0.778	153.87	115.40	76.94
ELS	0.053	166.24	124.68	83.12	0.850	141.30	105.975	70.65

Tableau 39: Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).

➤ VI.4.4) Calculs des armatures de la dalle du radier :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23 \, b \, d \, f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{ELU: } \overline{\sigma_b} = 14.2 \text{ MPa}; \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS: } \overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (art.4.5.2) FeE400} \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \min \left\{ (2/3) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.666 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \phi \geq \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} = 45 - 5 - \frac{4.5}{2} = 37.75 \text{ cm} \quad dy = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 33.25 \text{ cm}$$

✚ Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2)

$$A_{s\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

✚ Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :

$$A^1_{\min} = 0.1\% (b \times h)$$

	ELU				ELS			
	sens (x-x)		sens (y-y)		sens (x-x)		sens (y-y)	
Localisation	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
M (KN.m)	98.85	148.275	76.94	115.40	83.12	124.68	70.65	105.975
As (cm ² /ml)	07.70	10.91	06.43	09.64	06.11	09.76	05.90	08.85
Asmin(cm ² /ml)	4.56	4.56	4.01	4.01	4.56	4.56	4.01	4.01
A ¹ _{min} (cm ² /ml)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
Le choix	5HA14	8HA14	5HA14	7HA14	5HA14	7HA14	5HA14	7HA14
As adp (cm ² /ml)	7.70	12.31	07.70	10.70	7.70	10.70	7.70	10.70
Espacement (cm)	25	15	20	15	20	15	20	15

Tableau 40:Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).

VI.4.5) Etude du débord du radier :

VI.4.5. 1) Armatures longitudinales :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 80cm.

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linière.

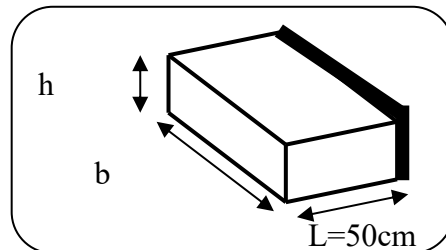


Figure 43: Vue en 3D du débord.

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	q _u KN/m	q _s KN/m
100	45	40	50	158.96	116.09

$$A_{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 11.25 \text{ cm}^2$$

-Condition de non fragilité: $A_{Smin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 4.83 \text{ cm}^2$

	M(KN.m)	μ	α	β	A _S (cm ²)	A _{Smin} (cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{max} (cm ²)
ELU	50.87	0.02	0.028	0.985	3.71	4.83	11.25	11.25
ELS	37.15	0.016	0.02	0.99	2.69	4.83	11.25	11.25

Tableau 41: Récapitulatif des résultats du ferrailage débord du radier.

🔧 Donc on choisit **A** = 12.60 = 6HA16 / ml avec un espacement **15** cm.

VI.4.5.2) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

$$T_u = q_u \times L = 158.96 \times 0.5 = 79.48 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{79.48 \times 10^3}{1000 \times 400} = 0.198 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.198 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \dots \text{C.V.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VI.4.5.3) Armature de répartition : BAEL91

$$A_r = \frac{A}{4} = 02.81 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 6Ø8 = 03.02 cm² avec un espacement **20** cm.

VI.5) Étude De La Nervure:

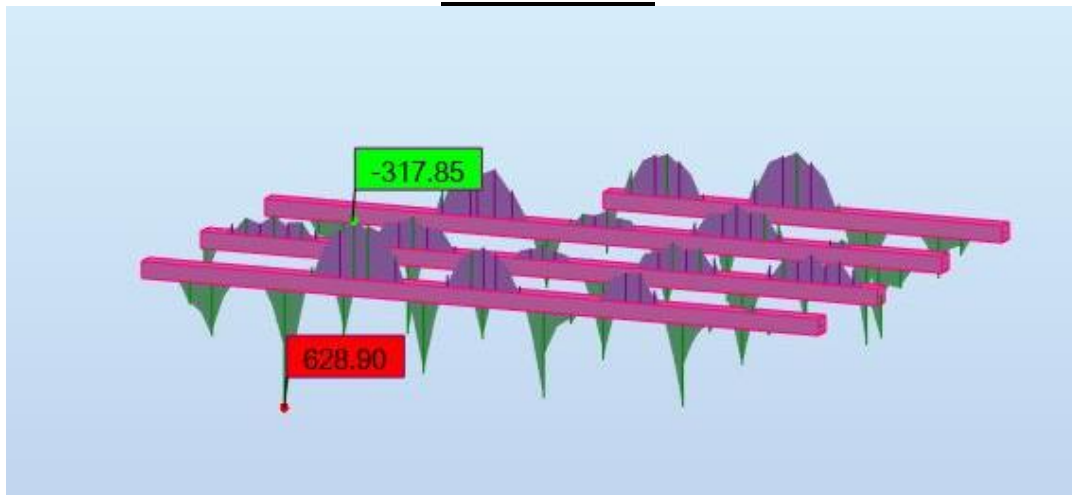
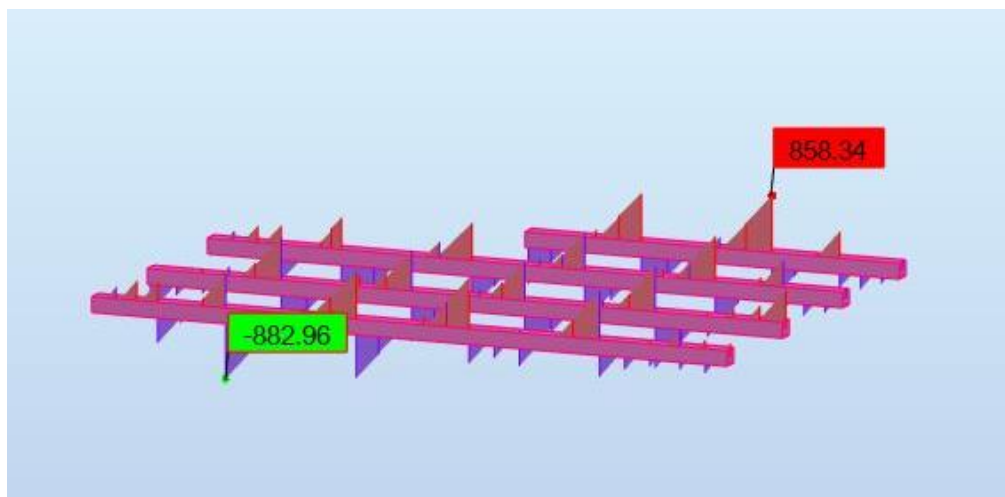
Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées.

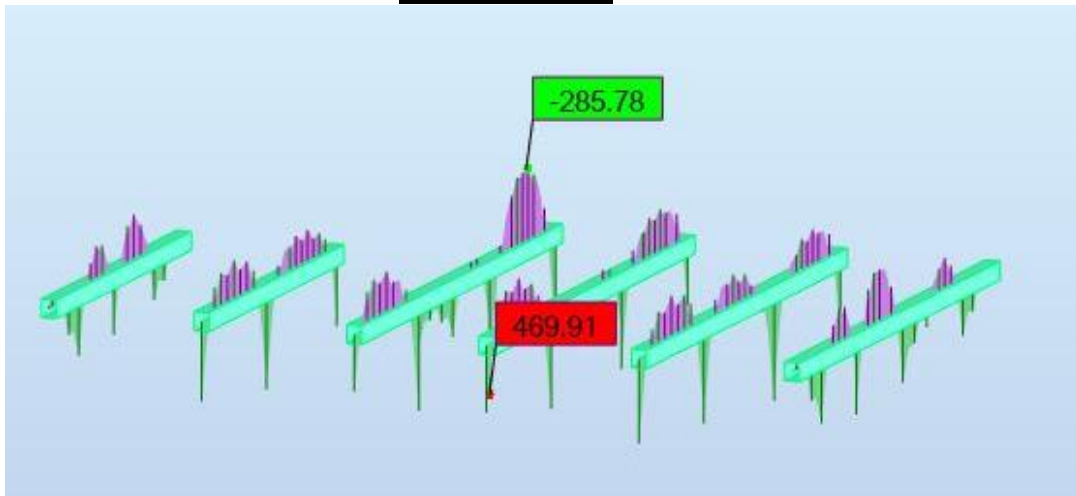
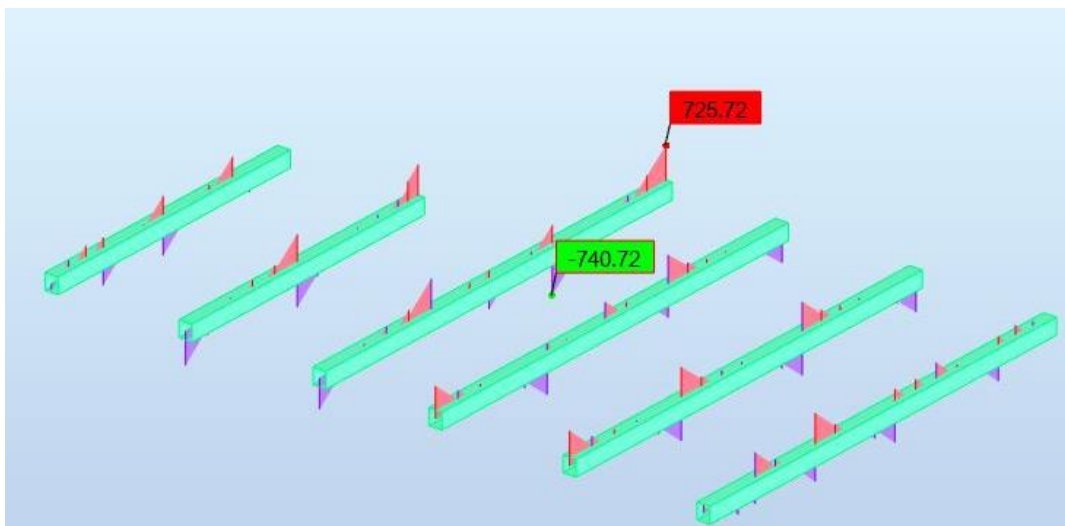
Les Données :

Hn(cm)	d(cm)	b (sensX) (cm)	b (Sens Y) (cm)	L'enrobage C(cm)
60	55	50	65	5

Les Résultats Par Logiciel Robot :

Sens X :

Moment à ELU**Effort Tranchant A Elu**

Sens Y :Moment à ELUEffort Tranchant A Elu

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU} & \text{Sens (X-X)} : M_t = -317.85 \text{ KN.m} \quad , M_a = 628.90 \text{ KN.m} \\ & \text{Sens (Y-Y)} : M_t = -285.78 \text{ KN.m} \quad , M_a = 469.91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$A_{\min} = 0.5\% \, 65 \times 60 = 19.50 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Sens X}$$

$$A_{\min} = 0.5\% \, 50 \times 60 = 15.00 \text{ cm}^2 \quad \dots\dots\dots \text{Sens Y}$$

Calcul Des Armatures Longitudinal :

- $\mu = \frac{MA}{\sigma_b \times b \times d^2}$
- $\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu})$
- $\beta = 1 - 0.4 \times \alpha$
- $A_u = \frac{MA}{\sigma_{st} \times \beta \times d}$

Sens		M_u (KN.m)	μ	α	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Section adoptée
X-X	Appui	628.90	0.23	0.33	0.87	33.48	19.50	39.27	8HA25
	Travée	317.85	0.11	0.15	0.93	15.64	19.50	19.64	4HA25
Y-Y	Appui	469.91	0.21	0.31	0.87	28.21	15.00	29.45	6HA25
	Travée	285.78	0.13	0.18	0.92	16.22	15.00	17.09	4T20+4T12

Tableau 42:Ferrailage de nervure a l'ELU

Calcul des armatures transversal :**Espacement des armatures transversales :**

📌 **D'après RPA2024 :**

$$\begin{cases} A_t \geq 0.003S_t b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t, 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right) \text{ Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Zone courante} \end{cases}$$

En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t, 17.5 \text{ cm}; 6\phi_l\right) \rightarrow S_t \leq (15; 30)$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

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

Calcul A_t :**Sens X :**

$$A_t \geq 0.003S_t b = 0.003 \times 20 \times 65 = 3.9 \text{ cm}^2$$

Sens Y :

$$A_t \geq 0.003S_t b = 0.003 \times 20 \times 50 = 3.0 \text{ cm}^2$$

Nous prenons :

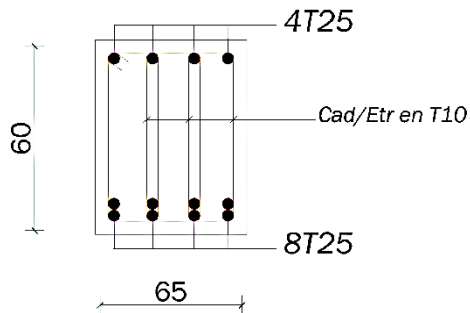
$$\text{Sens X : } A_t = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens Y : } A_t = 6\text{HA}8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

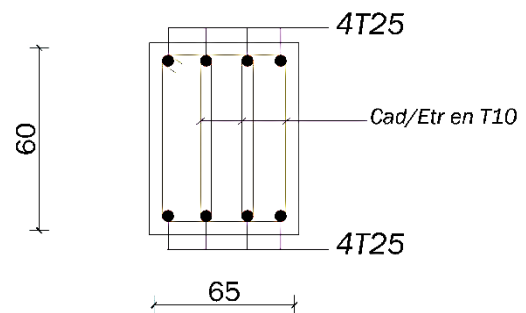
VI.6) Présentation du ferrailage :

VI.6.1) Shéma de Ferailage du Nervures :

Sens X :

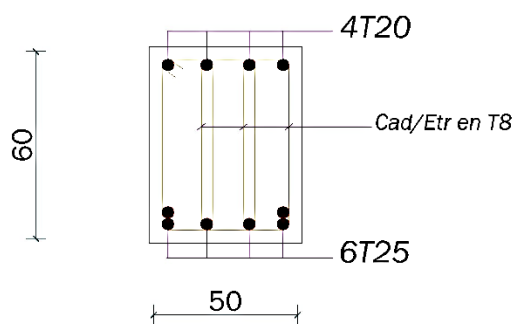


En Appui

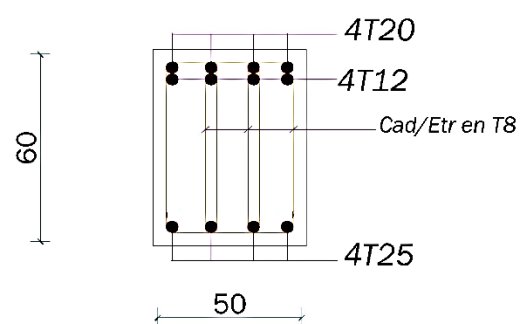


En Travé

Sens Y :



En Appui



En Travé

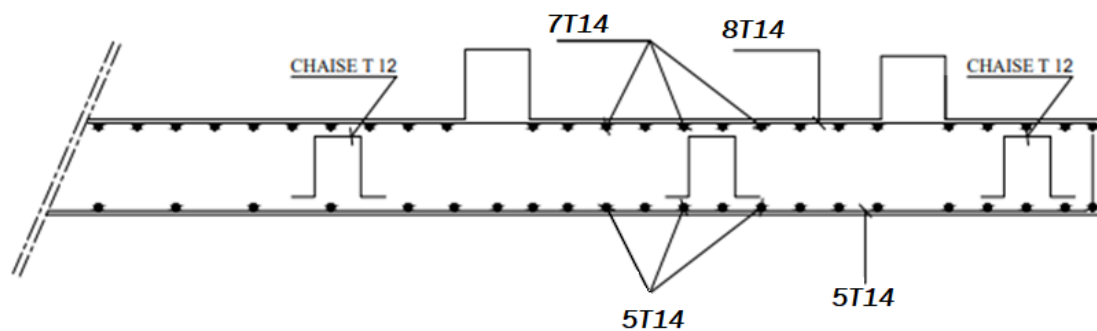
VI.6.2) Schéma de Ferrailage du Radier :

Figure 44:Schéma du ferraillage du radier.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERALE

Le projet de fin d'étude est l'occasion pour l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises au cours des années académiques, car cette étude a permis d'identifier comment les structures sont conçues et analysées par application des règles de construction algériennes, telles que : RPA (2024) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : Robot ; Autocad ...etc.

Notre bâtiment est situé dans une zone sismique VI, il est en béton armé. Donc Le Poids de La construction est lourde et l'étude au vent est superflu c'est l'étude sismique qui est décisive. Alors que les résultats de l'étude sismique montrent la nécessité d'avoir une disposition particulière des voiles en vue d'augmenter la rigidité de la structure vis-à-vis aux efforts sismiques.

D'après l'étude qu'on a faite, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Enfin, on espère atteindre nos objectifs et nous exploiterons ces connaissances pratiquement dans la vie professionnelle.

BIBLIOGRAPHIE

Les Règlements :

- RPA2024 : Règles parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton armé aux états limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation.
- CBA93 : Règles de conception et calcul des constructions en béton armé

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures AUTODESK ROBOT STRUCTURAL 2024.
- Expert B.A : Vérification des armatures pour le ferrailage.
- AUTO CAD 2019. (Dessin).
- Word 2019 . (Traitement de texte).
- Excel 2019 (Calculs et tableaux).