



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université A/Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (Entresol + RDC + 9 étages) contreventé par un
système mixte (Voiles-portiques)

Réalisé par :

SLIMANI Kousseila
TOUABTIA Yacine

Encadré par :

M^r OURTEMACHE Mourad

Membre de jury :

M^r LARABAT ZIANE Ahmed

Mme SEDIRA

Promotion 2019/2020

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le bon dieu tout puissant pour nous avoir aidés toute au long de notre parcours.

En second, nous remercions nos parents, qui n'ont jamais cessé de nous pousser à aller plus loin.

En fin nous remercions notre chère encadreur Mr. OURTEMACHE qui nous a beaucoup aidé à finaliser ce projet, et aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de juger notre travail. Et aussi à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédier ce modeste travail a :

Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenue tout au long de mon parcours, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

A mon frère et ma sœur

A tout ma famille

A mon binôme BALBONI

A monsieur OURTEMACHE

A mes amis et collègues

A toute la promotion de génie civil

KOUSSEILA

Dédicaces

Je dédier ce modeste travail a :

Mes très chers parents qui m'ont toujours soutenue tout au long de mon parcours, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance.

A mon frère

A tout ma famille

A mon binôme KOUSSEILA

A monsieur OURTEMACHE

A mes amis et collègues

A toute la promotion de génie civil

YACINE

Chapitre I :

1. Introduction :	1
2. Présentation de l’ouvrage :	1
2.1. Description et Localisation du bâtiment :	1
2.2. Caractéristiques géométriques :	1
2.3. Données géotechniques du site :	1
2.4. Caractéristiques structurales :	1
3. Les matériaux utilisés :	2
3.1. Le béton :	2
3.2. L’acier :	4
4. Actions et sollicitations :	4
5. Les états limites :	5
6. Combinaisons d’actions réglementaires :	5
7. Règlements et normes utilisés :	6
8. Conclusion :	6

Chapitre II :

1. Introduction :	7
2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :	7
2.1. Les planchers :	7
2.2. Les escaliers :	10
2.3. L’acrotère :	12
3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :	13
3.1. Pré dimensionnement des poutres :	13
3.2. Pré dimensionnement des voiles :	13
3.3. Pré dimensionnement des poteaux :	14
4. Evaluation des charges et surcharges :	14
5. Descente de charge :	17
5.1. Poteau P1 (Poteau central) :	17
5.2. Vérifications à faire :	19
6. Conclusion :	21

Chapitre III :

1. Introduction :	22
2. Le plancher à corps creux :	22
2.1. Etude des poutrelles :	22
2.2. Etude de la table de compression :	39
3. Plancher dalle pleine :	40
4. Etude des escaliers :	49
4.1. Etude de la partie A-B :	49
4.2. Etude de la partie B-C :	54
4.3. Schémas de ferrailage :	55
5. Etude de la poutre palier :	55
5. Etude de l'acrotère :	60
7. Poutre de chaînage :	61
8. Conclusion :	64

Chapitre IV :

1. Introduction :	65
2. Méthodes de calcul :	65
2.1. Méthode statique équivalente :	65
2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :	65
2.3. Méthode dynamique modale spectrale :	65
3. Application de la méthode modale spectrale :	65
3.1. Spectre de réponse de calcul :	65
3.2. Disposition des voiles :	67
3.3. Les résultats de l'analyse modale :	68
4. Vérification Vis-à-vis de RPA93/version 2003 :	69
4.1. La résultante des forces sismiques de calcul :	69
4.2. Justification de l'interaction portique-voile :	70
4.3. Vérification de l'effort normal réduit :	72
4.4. Justification vis-à-vis des déformations :	72
4.5. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$:	73
4. Justification de la longueur des joints séismique :	74
5. Conclusion :	75

Chapitre V :

1. Introduction :	76
2. Étude des portiques :	76
2.1. Étude des poteaux :	76
2.2. Étude des poutres :	83
2.3. Vérification de la zone nodale (Poteaux-poutres) :	87
2.4. Schémas des ferrillages :	90
3. Etude des voiles :	92
3.1. Recommandations du RPA99/version 2003 :	92
3.2. Exemple de calcul :	93
3.3. Schémas de ferrillage :	95
4. Conclusion :	97

Chapitre VI :

1. Introduction :	98
2. Etude des fondations :	98
2.1. Choix du type de fondation :	98
2.2. Les combinaisons de calcul :	98
2.3. Vérifications des types des fondation :	98
3. Étude des nervures :	105
3.1. Calcul de la charge qui revient aux nervures :	105
3.2. Calcul des sollicitations :	107
3.3. Ferrillage des nervures :	108
3.4. Schémas de ferrillage :	110
4. Étude de voile périphérique :	111
4.1. Caractéristiques du voile :	111
4.2. Evaluation des charges et surcharges :	111
4.3. Ferrillage du voile :	112
4.4. Vérifications nécessaires :	113
4.5. Schémas de ferrillage :	115
5. Conclusion :	115

Conclusion Générale

Bibliographie

ANNEXES

Plans architecturaux

Conclusion de rapport de sol

Liste des figures

Figure II.1. Plan de disposition des poutrelles.....	8
Figure II.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux et d'une poutrelle	8
Figure II.3. Détail d'un escalier.....	10
Figure II.4. Coupe des escaliers étages courants et RDC.....	11
Figure II.5. Vue en plan de l'escalier.....	11
Figure II.6. Schéma et dimension de l'acrotère.....	12
Figure II.7. Coupe transversale d'un voile.....	13
Figure II.8. Surface afférente du pot 1, N A et N B.....	17
Figure II.9. Schémas statiques de charges revenant au P1.....	18
Figure III.1. Schéma statique de type 1.	25
Figure III.2. Schéma statique de type 2.....	26
Figure III.3. Schéma statique de type 4.	27
Figure III.4. Coupe transversale d'une poutrelle.	33
Figure III.5. Coupes transversales des poutrelles.....	39
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	39
Figure III.7. Schéma de ferrailage du panneau D1.....	46
Figure III.8. Coupe A-A et B-B pour D1.....	47
Figure III .9. Schéma de ferrailage du panneau D2.....	47
Figure III.10. Coupe A-A et B-B pour D2.....	47
Figure III .11. Schéma de ferrailage du panneau D3.....	48
Figure III.12. Coupe A-A et B-B pour D3.....	48
Figure III.13. Schéma de ferrailage du panneau D5.....	48
Figure III.14. Coupe A-A et B-B pour D5.....	48
Figure III.15. Coupe en élévation de l'escalier.....	49
Figure III.16. Schéma Statique de l'escalier.....	49
Figure III .17. Diagramme des moments à ELU et à ELS.....	50
Figure III.18. Section droite de l'escalier à ferrailer.....	50

Liste des figures

Figure III.19. Schéma Statique du palier (consol).	54
Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier A-B et B-C.....	55
Figure III.21. Schéma statique de la poutre palière.	55
Figure III.22. Schémas de ferrailage de la poutre palière.	59
Figure III.23. Coupes transversales de la poutre palière.....	59
Figure III.24. Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	61
Figure III.25. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	61
Figure III.26. Diagramme des moments à ELU et à ELS et l'effort tranchant.....	62
Figure III.27. Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.....	64
Figure IV.1. Spectre de réponse « Ex » et « Ey »	67
Figure IV.2. La disposition des voiles.	67
Figure IV.3. Mode propre n° 01.....	68
Figure IV.4. Mode propre n° 02.	68
Figure IV.5. Mode propre n° 03.	69
Figure V.1. La zone nodal.....	76
Figure V.2. Vérification de la zone nodale.....	86
Figure V.3. Coupe longitudinale de la poutre principale (chaînage)	91
Figure V.4. Schéma de barre bateau.....	91
Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile VX1.....	94
Figure VI.1. Schéma d'une semelle filante.....	98
Figure VI.2. La géométrie du radier.....	100
Figure VI.3. Schéma des panneaux et nervure du radier.....	101
Figure VI.4. Schéma 3D de ferrailage du radier.....	104
Figure VI.5. Coupe de ferrailage du radier selon xx et yy.....	104
Figure VI.6. Les ligne de rupture du radier	105
Figure VI.7. Section à ferrailer.	107
Figure VI.8. Coupe longitudinale de la nervure selon X-X.....	110
Figure VI.8. Diagramme des contraintes sur le voile	111
Figure VI.10. Schéma de ferrailage pour le voile périphérique.....	114

Liste des tableaux

Tableau I.1. Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.....	6
Tableau II.1. Pré dimensionnement des panneaux de dalles.	9
Tableau II.2. Pré dimensionnement des poutres et les vérifications de RPA99/2003	13
Tableau II.3. Pré dimensionnement des voiles.	14
Tableau II.4. Les dimensions supposées des poteaux et leur poids propres.....	14
Tableau II.5. Evaluation des charges du plancher terrasse.	14
Tableau II.6. Evaluation des charges du plancher étage courant.....	15
Tableau II.7. Évaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs.....	15
Tableau II.8. Évaluation des charges du palier.	16
Tableau II.9. Évaluation des charges de la volée.....	16
Tableau II.10. Evaluation des charges et surcharges sollicitant l’acrotère.....	16
Tableau II.11. Evaluation des charges et surcharges revenant au poteau P1.....	18
Tableau II.12. Descente de charge pour le poteau P1.....	18
Tableau II.13. Vérification des contrainte pour les poteaux.....	19
Tableau II.14. Vérification des poteaux aux flambements.....	20
Tableau II.15. Vérification des conditions de RPA93.....	21
Tableau II.16. Dimensions des poteaux.....	21
Tableau III.1. Différents types de poutrelles.....	24
Tableau III.2. Les charges revenant sur le plancher et les poutrelles.....	24
Tableau III.3. Vérification des conditions et les méthodes retenues.....	25
Tableau III.4. Les sollicitations de différents types de poutrelles (terrasse inaccessible).....	29
Tableau III.5. Les sollicitations de différents types de poutrelles (Etages courants).....	30
Tableau III.6. Tableau des sollicitations maximales pour les différents planchers.....	32
Tableau III.7. Coupes transversales des poutrelles.....	39
Tableau III.8. Les données des différents types de dalles.	40
Tableau III.9. Les charges qui reviennent à la dalle.....	41
Tableau III.10. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.....	42

Liste des tableaux

Tableau III.11. Le calcul de ferrailage des panneaux.	45
Tableau III.12. Les vérifications nécessaires à l'ELU.....	45
Tableau III.13. Les vérifications nécessaires à l'ELS.....	45
Tableau III.14. Evaluation de la flèche.....	46
Tableau III.15. Vérification de la flèche à l'ELS.....	46
Tableau III.16. Longueurs des chapeaux des panneaux de dalle.....	46
Tableau III.17. Les Sollicitations dans la partie A-B de l'escalier.....	50
Tableau III.18. Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	51
Tableau III.19. Résultats de la vérification de la flèche de l'escalier.....	53
Tableau III.20. Résultat de ferrailage.....	54
Tableau III.21. Vérifications de l'état limite de compression du béton.....	55
Tableau III.22. Sollicitation dans la poutre palière après l'augmentation de ces dimensionnes.....	57
Tableau III.23. Vérification de l'effort tranchant dans la poutre après le redimensionnement	57
Tableau III.24. Ferrailage longitudinale de la poutre palière à la flexion simple.....	57
Tableau III.25. Vérifications de l'état limite de compression du béton pour la poutre palière	59
Tableau III.26. Les Sollicitation dans l'acrotère.....	60
Tableau III.27. Ferrailage longitudinale de la poutre de chainage à la flexion simple.....	62
Tableau III.28. Vérification de l'état limite de compression du béton pour la poutre de chainage.....	63
Tableau IV.1. Valeurs des penalties.....	66
Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.	68
Tableau IV.3. Vérification de la force sismique a la base.....	70
Tableau IV.4. Interaction portiques-voiles sous charges verticale.....	71
Tableau IV.5. Interaction portiques-voiles sous charge horizontales.....	71
Tableau IV.6. Vérifications de l'effort normal réduit.....	72
Tableau IV.7. Vérification des déplacements selon (X-X).	73
Tableau IV.8. Vérification des déplacements selon (Y-Y).	73

Liste des tableaux

Tableau IV.9. Vérification des effets P-Δ	74
Tableau IV.10. Dimensionne finales des éléments structuraux.....	75
Tableau V.1. Sollicitations maximums dans les Poteaux.....	77
Tableau V.2. Ferrailage longitudinale et Transversal des poteaux.....	80
Tableau V.3. Vérification au flambement des poteaux.....	81
Tableau V.4. Vérification des Sollicitations tangentes des différents poteaux.....	81
Tableau V.5. Vérification des contraintes pour les différents poteaux.....	82
Tableau V.6. Les dimensionnes de la zone nodale.....	82
Tableau V.7. Sollicitations les plus défavorables dans les poutres	83
Tableau V.8. Armatures longitudinales des poutres.....	84
Tableau V.9. Vérification de la rupture par cisaillement des poutres.....	85
Tableau V.10. Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis.....	86
Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux.....	86
Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales.....	87
Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires.....	87
Tableau V.16. Vérification de la zone nodale pour les différents niveaux.....	88
Tableau V.17. Re vérification de la zone nodale pour le 7 ^{eme} niveau.....	88
Tableau V.18. Coupes transversales des poteaux.....	89
Tableau V.19. Coupes transversales des poutres.....	90
Tableau V.20. Sollicitation max dans le voile Vx1	92
Tableau V.21. Calcul de ferrailage du voile « Vx1 » dans les différents niveaux.....	95
Tableau V.22. Calcul de ferrailage du voile « Vy1 » dans les différents niveaux.....	96
Tableau VI.1. Ferrailage du radier.....	102
Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	103
Tableau VI.3. Re calcul de ferrailage du radier à l'ELS	104
Tableau VI.4. Les expressions de calcul des charges équivalentes.....	106
Tableau VI.5. Les charges équivalentes qui revient aux nervures.....	106

Liste des tableaux

Tableau VI.6. Les Sollicitations maximum dans les nervures.	107
Tableau VI.7. Ferrailage longitudinale des nervures.	107
Tableau VI.8. Vérification des contraintes à l'ELS.....	108
Tableau VI.9. Re calcul de ferrailage des nervures à l'ELS.....	109
Tableau VI.10. Coupe transversale des nervures.....	109
Tableau VI.11. Ferrailage de voile périphérique.....	112
Tableau VI.12. Vérification des contraintes à l'ELS.....	113
Tableau VI.13. Re calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELS.	113
Tableau VI.14. Re vérification des contraintes à l'ELS.	113

Symboles et notations

f_{cj}	Résistance du béton à la compression à l'âge de "j" jours
f_{tj}	Résistance du béton à la traction à l'âge de "j" jours
j	Nombre de jours
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de compression
θ	Coefficient réducteur fonction de la durée d'application des actions
σ_{bc}	Contrainte de compression
$\bar{\sigma}_s$	La contrainte limite de l'acier
$\bar{\sigma}_{sol}$	Contrainte limite du sol
$\bar{\tau}_u$	Contrainte limite tangentielle
τ_u	Contrainte tangentielle
$\bar{\tau}_{su}$	Contrainte limite d'adhérence
E	Module d'élasticité longitudinal
E_{ij}	Module de YOUNG instantané après "j" jours
E_{vj}	Module de YOUNG différé après "j" jours
ν	Coefficient de poisson
f_e	Limites d'élasticité de l'acier
ρ_0	Coefficient qui dépend du type d'acier
λ	Elancement géométrique
L_r	Langueur de recouvrement
L_f	Langueur de flambement
i	Rayon de giration
Br	Section réduite
he	Hauteur libre

Symboles et notations

A_s	Section d'armature
M_{TU}	Moment équilibré
F_{bu}	Contrainte de compression du béton
μ_{bu}	Moment réduit
d	Hauteur utile
c	L'enrobage
γ_b	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
A_{min}	Section d'armature minimale
A_t	Section d'armature en travée
A_a	Section d'armature en appui
A_{tr}	Section d'armature transversale
A_l	Section d'armature longitudinale
A	Section d'armature choisie
A_{ripar}	Armature de réparation
A_h	Armatures horizontale
\varnothing_t	Diamètre des armatures transversal
S_t	Espacement
I	Moment d'inertie (m^4)
y	Position de l'axe neutre
f	La flèche totale
f_{adm}	La flèche admissible
A	Coefficient d'accélération de la zone

Symboles et notations

C_p	Facteur de force horizontal
R	coefficient de comportement global de la structure
D	facteur d'amplification dynamique moyen
η	Facteur de correction d'amortissement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique du matériau
H_n	Hauteur total de la structure
C_T	Coefficient qui dépend du type de contreventement et du remplissage
Q	Facteur de qualité
W	Le poids total de la structure
β	Coefficient de pondération fonction de la nature et la durée de la charge
Δ_k	Déplacement relatif
δ_{ek}	Déplacement du aux force sismique
ν	Effort normal réduit
ρ	Coefficient qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant
ρ_d	coefficient
K	Coefficient de raideur du sol
F_s	Coefficient de sécurité
γ_w	Poids volumique de l'eau
C	Cohésion
φ	Angle de frottement

Introduction générale :

Dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude qui porte sur une étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation en R+9 avec locaux commerciaux en Entre sol avec terrasse inaccessible, il est contreventé par un système mixte (voiles portiques) implanté dans une zone de moyenne sismicité située à oued Ghir wilaya de Bejaia. L'étude de cette structure se fait tout en respectant les réglementations techniques (**CBA93, BAEL91, RPA99/2003 et les différents DTR**), la modélisation de notre structure est faite avec Le logiciel **ETABS**.

Tout étude de projet d'un bâtiment en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance tout en respectant l'aspect économique.

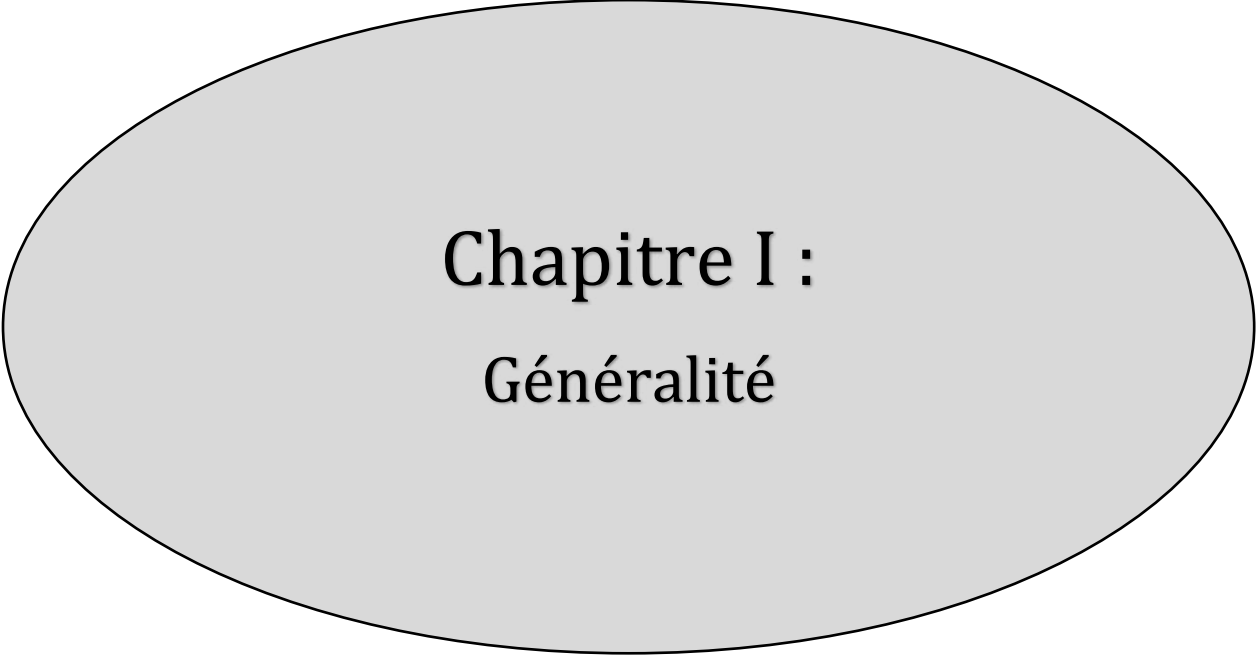
Notre pays est parmi les pays qui sont soumis à de grandes activités au risque sismique, les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières années, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

À cet effet l'ingénieur de génie civil est censé de concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre en tenir compte des différents facteurs tels que l'économie, la résistance, l'esthétique et surtout assuré la sécurité des usagers pendant et après le séisme.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer les règlements afin d'assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la zone sismique d'où il appartient le bâtiment, la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction.

Notre travail est organisé comme suit :

- Dans le premier chapitre, nous présenterons notre ouvrage, ses caractéristiques géométriques ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier).
- Nous procéderons dans le deuxième chapitre au prédimensionnement des éléments ainsi une évaluation de charge et surcharge appliquées sur notre bâtiment.
- Dans le troisième chapitre, nous calculerons les ferraillements des différents éléments non structuraux à savoir : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère...
- En quatrième chapitre, nous avons effectué une étude dynamique de notre structure, nous l'avons donc modélisé et adopté une disposition optimale des voiles de contreventement tout en respectant les règlements en vigueur.
- L'objectif de cinquième chapitre c'est le calcul des ferraillements des éléments structuraux.
- Enfin dans le sixième chapitre nous aborderons l'étude de l'infrastructure dont nous exposerons : le calcul des fondations et le voile périphérique, suivie d'une conclusion générale.



Chapitre I :
Généralité

1. Introduction :

La stabilité d'un ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux aux différentes sollicitations, dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ses caractéristiques.

2. Présentation de l'ouvrage :

2.1. Description et Localisation du bâtiment BLOC B :

Le projet qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé à usage d'habitation R+9 avec locaux commerciaux en Entre sol avec terrasse inaccessible, implanté à Bejaia précisément à la commune de OUED GHIR lieu-dit LAAZIB SUD (AMAADANE) que est classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de moyenne sismicité (**Zone II-a**).

2.2. Caractéristiques géométriques :

➤ En plan :

- Longueur : $L_x = 24,50 \text{ m}$
- Largeur : $L_y = 21,90 \text{ m}$
- Surface à la base $S = 503,7 \text{ m}^2$

➤ En élévations :

- Hauteur du l'entre sol : $H_{E.sol} = 4,08 \text{ m}$
- Hauteur des autres étages : $H_{étage} = 2,89 \text{ m}$
- Hauteur totale du bâtiment : $H_{tot} = 35,87 \text{ m}$ (Avec l'acrotère).

2.3. Données géotechniques du site :

D'après les résultats des sondages pénétrométriques, les sondages carottés, sondages pressiométriques ainsi que les observations visuelles sur le site nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- La contrainte admissible de sol est de **2.00 bars** à ancrage de **1,8 mètre**,
- D'après la classification des sites établie par (RPA 93/ Version 2003 Art 3.3.1), le sol est classé comme un sol **Ferme S2**,
- $\gamma_h = 2,13 \text{ t/m}^3$ - $C = 0,61 \text{ bars}$ - $\phi = 22,90^\circ$.

2.4. Caractéristiques structurales :

• Ossature et système de contreventement :

En se basant sur l'article (3-4-a) du RPA99/Version 2003 qui exige d'adopter un contreventement mixte lorsque la hauteur de l'ouvrage dépasse 4 niveaux (14m) en zone II-a, Nous avons opté pour un contreventement par voiles et portiques avec justification de l'interaction.

• Les planchers :

Les planchers utilisés sont de type corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé et des planchers a dalle pleine.

- **Les escaliers :**

Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

- **La maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont réalisés en briques creuses à doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique. Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

- **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé ; contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse.

3. Les matériaux utilisés :

Concept du Béton Armé :

Le béton de ciment présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPA, néanmoins sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. L'acier présente une très bonne résistance à la traction, de l'ordre de 500 MPA.

3.1. Le béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravillon) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

a. Résistance du béton :

➤ **À la compression (CBA93 Art A.2.1.1.1) :**

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, celle-ci notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (CBA93 Art A.2.1.1.1).

$$\text{Pour } j \leq 60 \text{ jours : } \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \times f_{c28} \cdots \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} \times f_{c28} \cdots \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} \end{cases}$$

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

Pour notre projet on adoptera un béton de classe **C25/30** avec :

$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$: c'est la résistance d'une éprouvette cylindrique de dimension (16cm x 32cm).

$f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$: c'est la résistance d'une éprouvette cubique de dimension (25cm x 25cm).

➤ **À la traction (CBA 93 Art A.2.1.1.2) :**

La résistance caractéristique du béton à la traction (f_{tj}) est définie par :

$$\begin{cases} \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ Mpa : } f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \\ \text{Pour } f_{cj} > 60 \text{ Mpa ; } f_{tj} = f_{cj}^{2/3} \end{cases}$$

Pour notre cas : $j = 28$ jours $\Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

b. Contrainte limite de compression : (CBA93 Art A 4.5.2)

➤ La contrainte limite de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \dots \text{ avec } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \text{ dans le cas courant} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ dans le cas accidentelle} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 14,2 \text{ Mpa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 18,48 \text{ Mpa} \end{cases}$$

θ : Coefficient réducteur qui est en fonction de la durée d'application des actions, est utilisé pour tenir compte des risques d'altérations du béton.

$$\theta = \begin{cases} 1 \text{ si durée d'application} \geq 24 \text{ heures} \\ 0,9 \text{ si } 1 \text{ heure} \leq \text{la durée d'application} < 24 \text{ heures} \\ 0,85 \text{ si la durée d'application} < 1 \text{ heure} \end{cases} \text{ pour notre cas } \theta = 1$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots (\text{CBA93 Art A.4.5.2}).$$

c. Contrainte limite du cisaillement : (CBA 93 Art 5.1.2.1)

La contrainte limite du cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) \\ \text{Fissuration nuisible ou très nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}; 4\text{Mpa}\right) \end{cases} \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 4,34 \text{ Mpa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ Mpa} \end{cases}$$

d. Module d'élasticité (CBA93 Art 2.1.2) :

Le module de déformation longitudinale de béton est donné par la formule suivante :

❖ **Le module instantané (E_{ij})**: Pour les charges appliques avant 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

❖ **Le module différé (E_{vj})** : pour les charges de long de durée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,86 \text{ Mpa}$$

e. Coefficient de poisson :

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté ν :

$$\begin{cases} \text{ELU: } \nu = 0 \\ \text{ELS: } \nu = 0,2 \end{cases} \dots (\text{CBA93 Art A.2.1.3}).$$

3.2.L'acier :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent être repris par le béton.

a. La limite d'élasticité f_e :

Les types d'aciers et les limites d'élasticité f_e correspondantes sont illustrés dans le tableau suivant :

Pour notre cas on va utiliser : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Acier à haute de nuance } F_e E400 \text{ pour les armatures trans et longit} \\ \text{Treillis soudés de nuance } F_e E500 \text{ pour la dalle de compression} \end{array} \right.$

Les Contraintes limites :

➤ État limite ultime :

La contrainte limite de l'acier à l'ELU est définie par la formule suivante :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots (\text{CBA93 Art A. 4. 5. 2}) \text{ tel que } \gamma_s = \begin{cases} 1,15 \text{ pour la situation durable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ 1 \text{ pour la situation accidentelle} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \end{cases}$$

➤ Etat limite de Service (ELS) : (CBA93 Art A.4.5.3)

La contrainte limite de l'acier à l'ELS est en fonction de type de fissurations :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{FPN : } \bar{\sigma}_s = f_e \\ \text{FN: } \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt[2]{\eta \times f_{t28}}\right) \\ \text{FTN: } \bar{\sigma}_s = \min(0,5 f_e ; 90 \sqrt[2]{\eta \times f_{t28}}) \end{array} \right. \text{ avec } \eta = \begin{cases} 1 \text{ pour le ronds lisses , treillis soudés} \\ 1,6 \text{ pour les barres HA avec } \emptyset > 6\text{mm.} \\ 1,3 \text{ pour les barres HA avec } \emptyset < 6\text{mm} \end{cases}$$

$$\text{Pour notre cas : } \left\{ \begin{array}{l} \text{FPN : } \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa} \\ \text{FN: } \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa} \\ \text{FTN: } \bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

4. Actions et sollicitations :

Une action représente toute cause produisant un état de contraintes dans la structure étudiée, et on distingue 3 types d'actions :

Actions permanentes :

- ✓ Le poids propre de la structure,
- ✓ Le poids des cloisons,
- ✓ La poussée des terres.

Actions variables :

- ✓ Charges d'exploitations,
- ✓ Effet de températures,
- ✓ Les charges appliquées en cours d'exécution.

Actions accidentelles :

- ✓ Les chocs,
- ✓ Les séismes,
- ✓ Les explosions,
- ✓ Les machines.

Ces actions génèrent dans les sections des sollicitations suivantes :

- Le moment fléchissant,
- L'effort tranchant,
- L'effort normal,
- Le moment de torsion.

5. Les états limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction, ou l'un de ses éléments, est strictement satisfaites et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

➤ Etats limites ultimes (ELU) :

Il correspond à une valeur maximale de la capacité portante du matériau sans qu'il y ait risque d'instabilité, et on distingue :

- ✓ Etat limite ultime de l'équilibre statique : le non renversement de la structure, ...
- ✓ Etat limite de résistance : non rupture des matériaux constitutifs,
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : non flambement d'un poteau, non déversement d'une poutre...

➤ Etats limite de service (ELS) :

Ces états limites sont définis compte tenu des conditions de l'exploitation et de la durabilité de la structure en service, et on distingue :

- ✓ Etat limite résistance à la compression du béton,
- ✓ Etat limite de déformation : éviter les flèches excessives,
- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures : la limitation des fissures évite la corrosion des aciers ce qui entre le cadre de la durabilité de la structure.

6. Combinaisons d'actions réglementaires :

Les éléments de réduction des forces extérieurs sont obtenus après combinaisons d'actions

a) Principe des combinaisons de calcul :

En fonction des situations que la structure va faire face, on superpose les effets de plusieurs actions (Principe de superposition), en affectant à chaque type d'actions un coefficient de sécurité qui dépend aussi de la combinaison choisie, et on retient le résultat issu de la combinaison la plus défavorable.

Nous utiliserons dans ce qui suit les notations suivantes :

G_{\max} : Ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} : Ensemble des actions permanentes favorables

Q : actions variable de base

Q_i : actions variables d'accompagnement

b) Combinaisons à considérer à l'ELU :

➤ **Combinaisons fondamentales :**

D'après le **CBA93 (Article A. 3. 3. 2. 1)** la combinaison d'action à considérer est la suivante :

$$\text{ELU} : 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

➤ **Combinaisons accidentelles :**

D'après le **CBA93 (Article A. 3. 3. 2. 2)** la combinaison d'action à considérer est la suivante :

$$\text{ELA} : \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 \times G \pm E \end{cases}$$

➤ **Combinaisons à L'ELS :**

D'après le **CBA93 (Article A. 3. 3. 3)** la combinaison d'action à considérer est la suivante :

$$\text{ELS} : G + Q$$

7. Règlements et normes utilisées :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges)
- ✓ DTR de CBA 93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé)
- ✓ DTR de BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites)
- ✓ DTR de RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien)
- ✓ DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

8. Conclusion :

Le tableau ci-dessous résume les caractéristiques des matériaux utilisés :

Béton	Acier	
$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$	$F_e E400 \text{ Mpa}$	$F_e E500 \text{ Mpa}$
$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$	$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$	
$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa (Durable)}$	$\bar{\sigma}_{st} = 435 \text{ Mpa}$
$E_{ij} = 32164,20 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ Mpa (Accidentelle)}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ Mpa}$
$E_{vj} = 10818,86 \text{ Mpa}$	$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa (FN)}$	$\bar{\sigma}_s = 159,40 \text{ Mpa}$
$f_{bu}^{S.courante} = 14,2$ $f_{bu}^{S.Accidentelle} = 18,48 \text{ MPA}$	$\bar{\sigma}_s = 164,97 \text{ Mpa (FTN)}$	$\bar{\sigma}_s = 130,42 \text{ Mpa}$
$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$	$\eta = 1,6$	$\eta = 1$

Tableau I.1. Récapitulatif des caractéristiques des matériaux.

Chapitre II :

**Pré dimensionnement des
éléments**

1. Introduction :

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique de déterminer les sections minimales des éléments de la structure pour qu'ils résistent aux différentes sollicitations et avoir une bonne transmission des charges vers le sol, en utilisant les règlements :

- ✓ BAEL 91/99.
- ✓ CBA 93.
- ✓ RPA 99 version 2003.
- ✓ DTR [1] [2] [3].

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

Ce sont des éléments porteurs qui ne font pas partis du système de contreventement (Planchers, poutrelles, cloisons, acrotère, escaliers, ascenseur, balcons).

2.1. Les planchers :

Le plancher est un élément qui sépare un niveau d'un autre, son rôle est de transmettre les différentes charges aux éléments porteurs ainsi que les fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et étanchéité (les terrasses).

Dans ce projet on utilise deux types de planchers :

- ✓ Plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle plein

2.1.2. Planchers à corps creux :

Sont des éléments qui n'interviennent pas dans la résistance sismique de l'ouvrage, sont généralement constitué d'une dalle de compression de faible épaisseur et d'hourdis posés sur les poutrelles.

La hauteur de ce plancher est conditionnée par le critère de déformation de la flèche selon le CBA 93 :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :

- h_t : Hauteur totale du plancher.
- L_{max} : Distance entre nus appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

A) La disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait en respectant les deux critères suivants :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité. (Le sens où il y a plus d'appuis).

Pour ce projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la figure suivante :

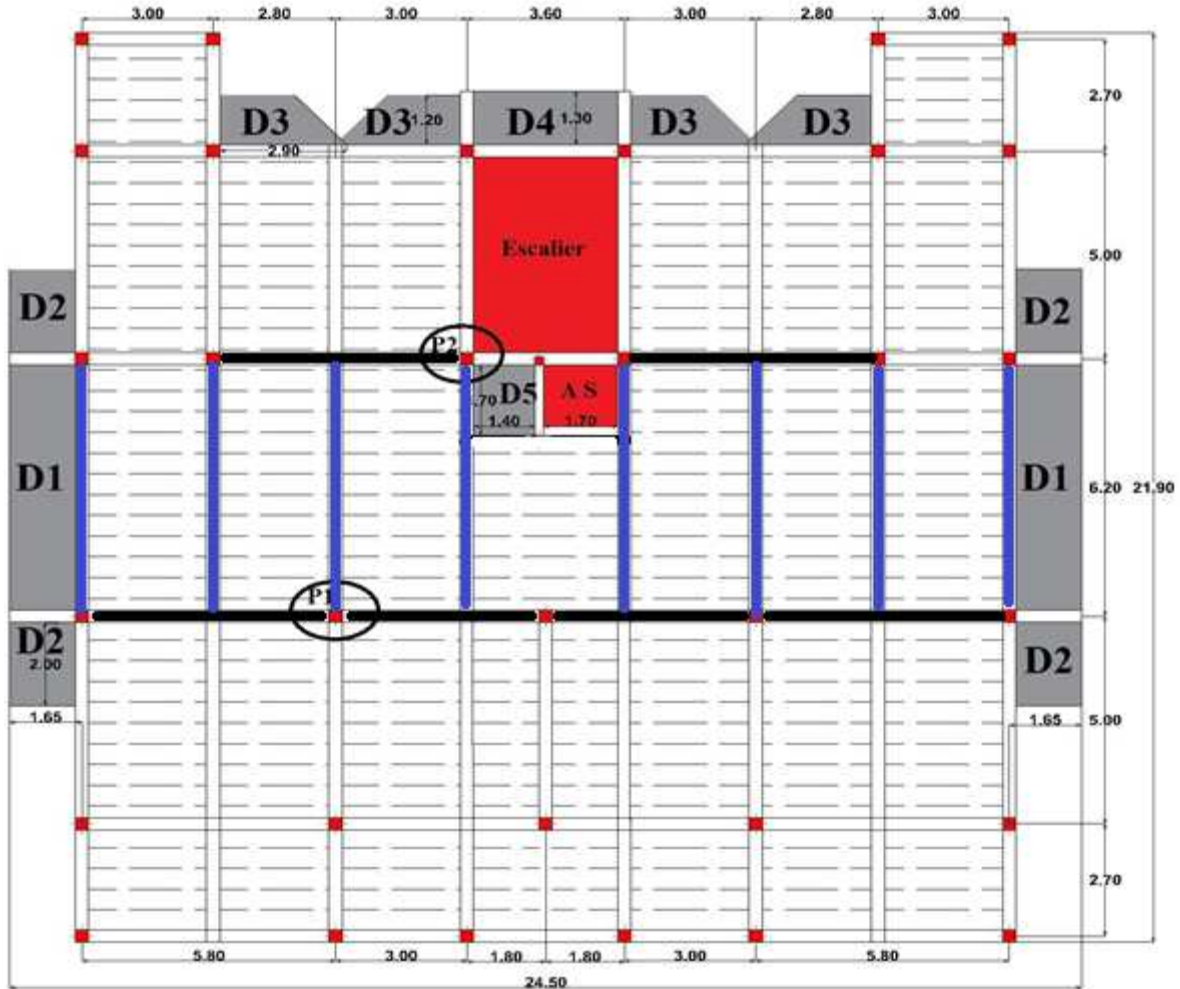


Figure II.1. Plan de disposition des poutrelles.

D'après la disposition des poutrelles choisie : $L_{max} = 360 - 30 = 330 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{330}{22,5} = 14,66$

- Alors, on opte pour un plancher (16 + 4) $\left\{ \begin{array}{l} h_{cc} = 16 \text{ cm} \\ h_{dc} = 4 \text{ cm} \\ h_t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

B) Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Elles se calculent comme des sections en T.

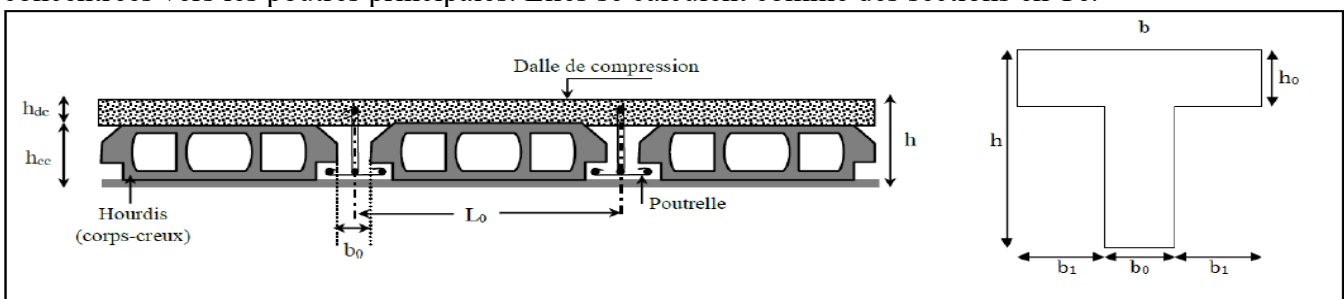


Figure II.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux et d'une poutrelle.

- b_0 : Largeur de la poutrelle.
- $h_{dc} = h_0$: Hauteur de la dalle de compression.

- h_{cc} : Hauteur du corps creux. – l_0 : Entre axe des poutrelles.
 – b : largeur efficace, elle se calcul en utilisant cette formule :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y^{\min}}{10}\right) \dots \dots \dots \text{Selon l'article 4. 1. 3. CBA 93.}$$

- l_x : Distance entre nus de deux poutrelles.
 – l_y^{\min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

La valeur de b_0 dépend de la hauteur du plancher, elle est prise entre : (0,4 ; 0,6) h

$\Rightarrow 0.8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12 \text{ cm}$. Donc on prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\begin{cases} l_x = l_0 - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \\ l_y^{\min} = 180 - 30 = 150 \text{ cm} \end{cases} \quad \Rightarrow b = 2 \times 15 + 10 \Rightarrow b = 40 \text{ cm.}$$

3.1.2. Planchers à dalles pleines :

Sont des dalles en béton armée généralement utilisés quand Le plancher à corps creux ne peut être utilisé, ou bien la surcharge est importante (Q) ou les travées sont importantes. Le pré dimensionnement de ce type de dalle revient à déterminer son épaisseur (e) en respectant les critères suivants :

a. Critères de coupe-feu :

- ✓ $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coup feu.
- ✓ $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coup feu.
- ✓ $e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coup feu.

b. Isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Critères de résistance :

$$e \leq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour les dalles sur 1 ou 2 appuis.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho \leq 0,4.$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec } \rho > 0,4.$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{L_x}{L_y}$$

L_x : La petite portée entre nus d'appuis du panneau L_y : La grande portée entre nus d'appuis du panneau

❖ Pré dimensionnement des différents types de dalles pleines :

Les résultats de pré dimensionnement de ces cinq (05) panneaux sont résumés dans le tableau suivant :

Panneaux	Appuis	L_x (m)	L_y (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e_{cal} (cm)	$e_{opté}$ (cm)
D 1	3	1,50	5,90	0,25	$\frac{150}{35} \leq 4,5 \leq \frac{150}{30}$	14

D 2	2	1,50	2,00	0,75	$7 \leq \frac{150}{20}$	14
D 3	2	1,20	2,90	0,41	$6 \leq \frac{120}{20}$	14
D 4	3	1,20	3,30	0,36	$\frac{120}{35} \leq 3,5 \leq \frac{120}{30}$	14
D 5	4	1,40	1,70	0,82	$\frac{140}{35} \leq 4 \leq \frac{140}{30}$	14

Tableau II.1. Pré dimensionnement des panneaux de dalles.

Conclusion : $e = 14 \text{ cm}$ Pour tous les dalles pleines de la structure.

2.2. Les escaliers :

L'escalier est un élément architectural qui est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre. Il peut être en béton armé ou en acier ou en bois, il est calculé comme une dalle pleine. Dans notre cas il est réalisé en béton armé coulé sur place pour les étages du RDC au 9^{ème} étage.

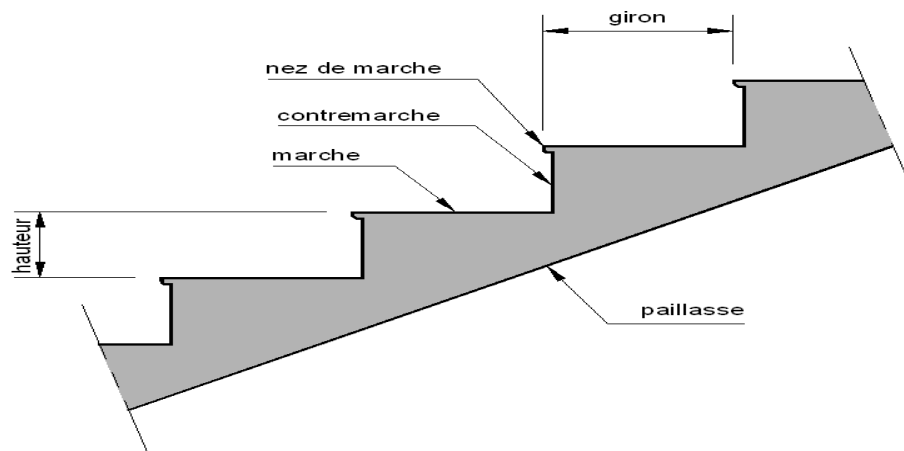


Figure II.3. Détail d'un escalier.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

- **Giron** : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.
- **Marche** : Surface plane de l'escalier sur laquelle on pose le pied.
- **Contre marche** : Signifie la face verticale située entre deux marches consécutives.
- **Nez de marche** : Bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.
- **Paillasse** : La dalle horizontale inclinée sous les marches et qui sert de support à ces marches.
- **Palier** : La dalle horizontale d'accès de repos ou d'arrivée.
- **Volée** : Succession de marches entre deux paliers.
- **Pente de l'escalier (α)** : C'est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$.

Notre projet comporte un seul type d'escalier à deux volées qui se localise à tous les niveaux.

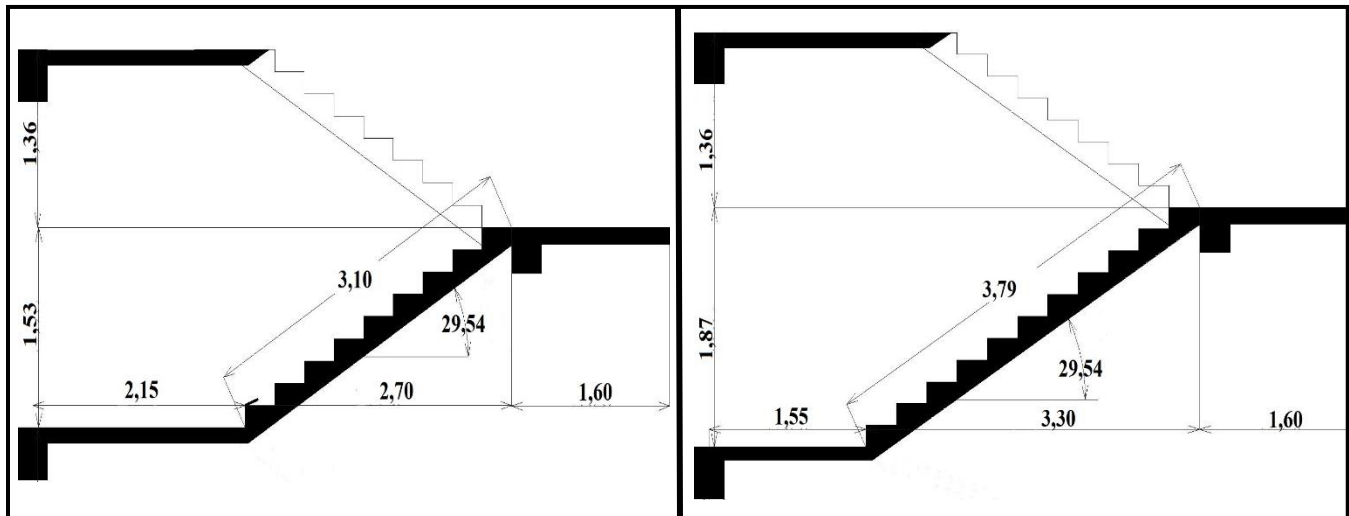


Figure II.4. Coupe des escaliers étages courants et RDC.

❖ Pré dimensionnement des escaliers :

Le pré dimensionnement d'un escalier revient à déterminer l'épaisseur de la palissade (e), le giron (g) et la hauteur de la contremarche (h).

➤ Dimensionnement de marche (g) et de contremarche (h) :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- La hauteur h des contremarches doit être entre 14 et 18 cm.
- La largeur g (giron) doit être entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de **BLONDEL** :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm} \dots\dots\dots (1)$$

Soit (n) le nombre de contre marches et ($n-1$) le nombre de marches.

$$\text{On a : } g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}.$$

Avec :

- h : hauteur de la marche (contre marche),
- g : Largeur de la marche.
- H : la hauteur de la volée.
- L_{escalier} : la longueur entre nus de deux appuis totale réelle.
- L_V : Longueur de la volée
- L_0 : la longueur projetée de la volée.
- L_P : la longueur du palier.

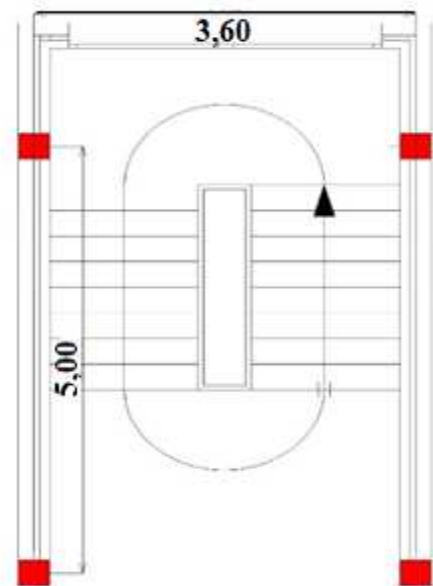


Figure II.5. Vue en plan de l'escalier.

Les distances sont mentionnées dans la **Figure II.4**.

On fixe la hauteur des contremarches $h=17\text{cm}$, donc nous aurons le nombre de contremarche :

Pour RDC :

$$n = \frac{H_1}{h} = \frac{187}{17} = 11 \text{ Contremarche ; } g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm.}$$

$$n = \frac{H_2}{h} = \frac{136}{17} = 8 \text{ Contremarche ; } g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm.}$$

Pour étages courants :

$$n = \frac{H_1}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ Contremarche ; } g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.}$$

$$n = \frac{H_2}{h} = \frac{136}{17} = 8 \text{ Contremarche ; } g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm;}$$

➤ Vérification de la formule de Blondel :

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de Blondel vérifiant la cohérence entre la marche et son contre marche :

$$59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm} \Rightarrow 59\text{cm} \leq (2 \times 17) + 30 = 64 \leq 64\text{cm cm} \dots \text{vérifier.}$$

Conclusion : Soit $(g \times h) = (30 \times 17) \text{ cm}^2$.

Calcul de Angle de raccordement (α) : $\alpha = \tan^{-1} \frac{187}{330} = \tan^{-1} \frac{17}{30} = 29,54^\circ \Rightarrow L_V = \frac{187}{\sin 29,54} = 379 \text{ cm.}$

$$\begin{cases} L_{\text{escalier}} = L_V + L_p = 379 + 155 = 534 \text{ cm} \\ L_{\text{escalier}} = L_V + L_p = 310 + 215 = 525 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Dimensionnement d'épaisseur de la paillasse (e) :

On va dimensionner la paillasse la plus défavorable qui est du RDC. Elle se détermine selon deux critères sont :

$$\begin{cases} \text{critère de résistance : } \frac{L_{\text{escalier}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{escalier}}}{20} \Rightarrow 17,8 \leq e \leq 26,7 \\ \text{critère de coup feu : Pour 2 heures de coup feu } \Rightarrow e \geq 11\text{cm.} \end{cases}$$

Conclusion : Soit l'épaisseur de la paillasse $e = 18 \text{ cm}$.

2.3.L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant le rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. Ces dimensionnes sont mentionnées dans la figure suivante.

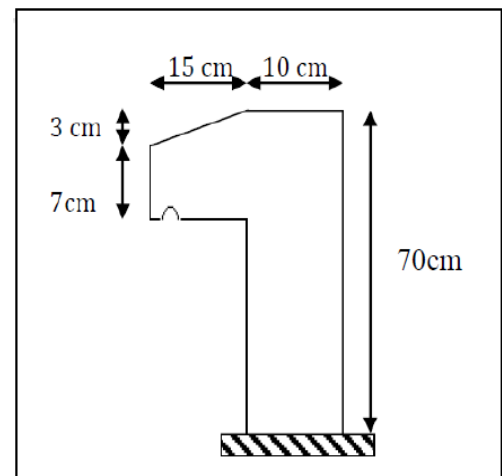


Figure II.6. Schéma et dimension de l'acrotère.

3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

Les éléments principaux : sont des éléments porteurs faisant partie du système de Contreventement (poteaux, poutres, voiles).

3.1.Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé destinés à transmettre les charges verticales au système porteur (poteaux et voiles), leur pré dimensionnement revient à déterminer (b × h). D’après la condition de flèche définie par le **BAEL91**. La hauteur des poutres est déterminée par l’expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} ; 0,4 \times h \leq b \leq 0,7 \times h .$$

- { L_{max} : Portée maximale de la poutre entre nus d’appuis.
- { h: Hauteur de la poutre.
- { b: Largeur de la poutre.

Les dimensionnes trouvées doit satisfaire les trois exigences de **RPA99/2003 (Art 7.5.1)** Sont :

- { $h \geq 30$ (1)
- { $b \geq 20$ (2) .
- { $h/b \leq 4$ (3)

Le pré dimensionnement des poutres principales et secondaires est résumé dans le tableau suivant :

Poutres		L_{max} (m)	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	h (cm)	b (cm)	h/b
Principales (PP)	Type 1	4,70	$31,33 \leq h \leq 47$	35	30	1,16
	Type 2	5,90	$39,33 \leq h \leq 59$	45	30	1,5
Secondaires (PS)	Type 1	4,50	$30 \leq h \leq 45$	35	30	1,16
	Type 2	5,50	$36,66 \leq h \leq 55$	40	30	1,33
Les exigences de RPA99		Condition		$h \geq 30$	$b \geq 20$	$h/b \leq 4$
		Observation		Observé	Observé	Observé

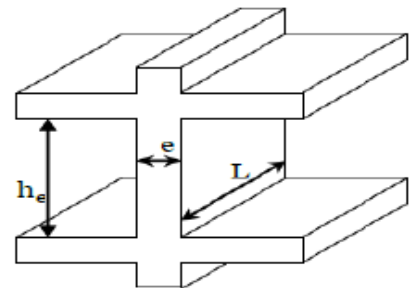
Tableau II.2. Pré dimensionnement des poutres et les vérifications de **RPA99/2003**.

Conclusion : Soit la section des poutres $\left\{ \begin{array}{l} (30 \times 45)cm^2 \dots \dots \dots \text{ Pour les poutres principales} \\ (30 \times 40)cm^2 \dots \dots \dots \text{ Pour les poutres secondaires} \end{array} \right.$

3.2.Pré dimensionnement des voiles :

Ce sont des éléments pleins ou comportent des ouvertures, en béton armé disposés verticalement ayant le rôle de contreventement et de résistance face aux efforts horizontaux. D’autre part reprendre les efforts verticaux. Leur dimensionnement revient déterminer son épaisseur (e) et sa longueur (L).

D’après **RPA 99/2003 (Art 7.7.1)** :



$$\left\{ \begin{array}{l} e = \max \left(\frac{h_e}{20}; 15 \right) \\ L_{min} \geq 4 \times e \end{array} \right. . \text{ Avec } \left\{ \begin{array}{l} e : \text{L'épaisseur du voile} \\ h_e : \text{Hauteur libre du voile} \\ L_{min} : \text{longueur minimal du voile} \end{array} \right. \quad \text{Figure II. 7. coupe transversale d'un voile.}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau Suivant :

L'étage	Hauteur (m)	h_{poutre} (cm)	h_e (m)	$e_{calculé}$ (cm)	$e_{opté}$ (cm)	L_{min} (cm)
Entre sol	4,08	35	3,73	18,65	20	80
Etages courants	2,89	35	2,54	12,7	15	60

Tableau II.3. Pré dimensionnement des voiles.

3.3. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs participant à la reprise des efforts verticaux et les efforts sismiques et les transmettent aux fondations. Leur Pré dimensionnement se fait selon les trois critères

suivants :

- (Critère de résistance (compression simple)
- (Critère de stabilité de forme (le flambement) **BAEL91**
- (Conditions de **RPA 99/2003**

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

Pour ce faire, nous avons sélectionné deux poteaux qui nous semblent les plus sollicités selon leurs surfaces afférentes, les charges et les surcharges qui lui reviennent, Voir la **Figure II.1.**

On fixera les dimensions des poteaux des différents étages comme suit :

Etage	E. Sol	RDC	Etages 1 et 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etage 9
Dimensionnement	55×55		50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
Poids propre (KN) $g_0 = 25 \times b \times h \times H_{\text{étage}}$	30,86	21,86	18,07	14,631	11,56	8,851	6,50

Tableau II.4. Les dimensions supposées des poteaux et leur poids propres.

Pour pouvoir faire la descente de charges pour les deux poteaux **P1** et **P2**, il faut d'abord évaluer les charges et les surcharges de notre bâtiment.

4. Evaluation des charges et surcharges :

❖ Plancher terrasse inaccessible (Corps creux + dalle pleine) :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection		0,05	20	1
Multicouche d'étanchéité		0,02	6	0,12
Forme de pente (1%)		0,1	22	2,2
Isolation thermique		0,04	4	0,16
Plancher	Corps creux	0,2	/	2,85
	Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit de plâtre		0,02	10	0,20
		Corps creux	6,53 KN/m ²	

Charge permanente total (G)	Dalle pleine	7,18 KN/m ²
Charge d'exploitation (Q)		1 KN/m ²

Tableau II.5. Evaluation des charges du plancher terrasse.

❖ Plancher étage courant (Corps creux+ dalle pleine) :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en Carrelage		0,02	20	0,40
Mortier de pose		0,02	20	0,40
Lit de sable		0,02	18	0,36
Plancher	Corps creux	0,2	/	2,85
	Dalle pleine	0,14	25	3,5
Enduit de plâtre		0,02	10	0,20
Cloison de séparation		0,1	1	1
Charge permanente total (G)	Corps creux	5,21 KN/m ²		
	Dalle pleine	5,86 KN/m ²		
Charge d'exploitation (Q)	Corps creux	1,5 KN/m ²		
	Dalle pleine	3,5 KN/m ²		

Tableau II.6. Evaluation des charges du plancher étage courant.

NB : La charge d'exploitation Q = 3,5 KN/m² est seulement pour les balcons.

❖ Murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit extérieur en ciment	0,02	18	0,36
	Brique creuse	0,15	9	1,35
	Lame d'aire	0,05	00	00
	Brique creuse	0,1	9	0,9
	Enduit en plâtre intérieur	0,02	10	0,2
Charge permanente total (G)		2,81 KN/m ²		
Murs intérieurs	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
	Brique creuse	0,1	9	0,9
	Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente total (G)		1,3 KN/m ²		

Tableau II.7. Évaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs.

- ❖ Les escaliers :
 - Le palier :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Palier	0,18	25	4,5
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanente total (G)	5,86 KN/m ²		
Charge d'exploitation (Q)	2,5 KN/m ²		

Tableau II.8. Évaluation des charges du palier.

- La volée :

Désignation des éléments		Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	Horizontal	0,02	20	0,4
	Vertical	0,02×(h/g)	20	0,23
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,4
	Vertical	0,02×(h/g)	20	0,23
Marches		0,17/2	22	1,87
Paillasse (Dalle pleine)		0,18/(cos29,54)	25	5,17
Enduit en plâtre		0,02/(cos29,54)	10	0,23
Charge permanente total (G)		8,53 KN/m ²		
Charge d'exploitation (Q)		2,5 KN/m ²		

Tableau II.9. Évaluation des charges de la volée.

- ❖ L'acrotère :

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	10	0,08275	25	2,07
Enduit de ciment intérieur	2	0,014	20	0,28
Enduit de ciment extérieur	2	0,014	20	0,28
G (KN/ml)	2,63			
Q (KN/ml)	1			

Tableau II.10. Evaluation des charges et surcharges sollicitant l'acrotère.

5. Descente de charge :

La descente de charges consiste à évaluer les différents poids et charges revenant aux poteaux, ces charges seront acheminées jusqu'aux fondations et sont calculées selon les plans architecturaux et les différentes données de la structure. On effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

❖ **Loi de dégression des charges d'exploitation (D.T.R B.C.2.2 ART 6.3) :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, $Q_1, Q_2, Q_3 \dots Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3...n, numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

- Sous l'étage 11 : Q_0 .
- Sous l'étage 10 : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage 09 : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage 08 : $Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous l'étage 07 : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous l'étage 06 : $Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$.
- Sous l'étage 05 : $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$.
- Sous l'étage 04 : $Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$.
- Sous l'étage 03 : $Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$.
- Sous l'étage 02 : $Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$.
- Sous l'étage 01 : $Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$.

5.1.Poteau P1 (Poteau central) :

Les charges revenant au poteau P1 sont les charges du plancher, les charges des poutres qui reposent sur ce poteau et la réaction des charges concentrée dans les nœuds voisins au poteau.

❖ **Surface afférente :**

• **Nœud A :**

$$S_{cc} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{cc} = 2,95 \times (1,25 + 1,35) + 2,35 \times (1,25 + 1,35)$$

$$S_{cc} = 13,78 \text{ m}^2.$$

$$L_{PP} = 2,35 + 2,95 = 5,3 \text{ m.}$$

$$L_{PS} = 1,25 + 1,35 = 2,6 \text{ m.}$$

• **Nœud B :**

$$S_{cc} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{cc} = 2,95 \times (1,35 + 1,65) + 2,35 \times (1,35 + 0,75)$$

$$S_{cc} = 13,78 \text{ m}^2$$

$$L_{PP} = 2,35 + 2,95 = 5,3 \text{ m}$$

$$L_{PS} = 1,35 + 0,75 = 2,1 \text{ m.}$$

• **Poteau P1 :**

$$S_{cc} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_{cc} = 2,95 \times (1,35 + 1,25) + 2,35 \times (1,35 + 1,25)$$

$$S_{cc} = 13,78 \text{ m}^2.$$

$$L_{PP} = 2,35 + 2,95 = 5,3 \text{ m.}$$

$$L_{PS} = 1,25 + 1,35 = 2,6 \text{ m.}$$

Avec :

S_{cc} : surface du corps creux

L_{PP} et L_{PS} : Longueur des poutres principale et secondaire.

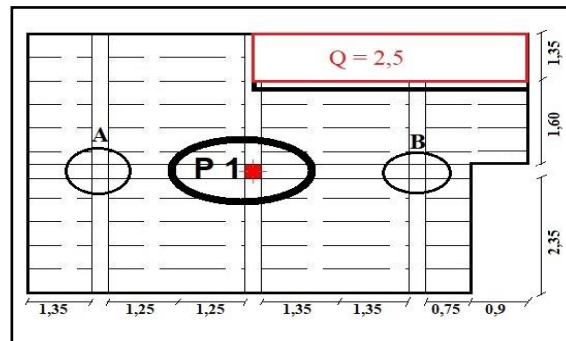


Figure II.8. Surface afférente du pot 1, N A et N B.

❖ Calcul les réactions revenant au P1 :

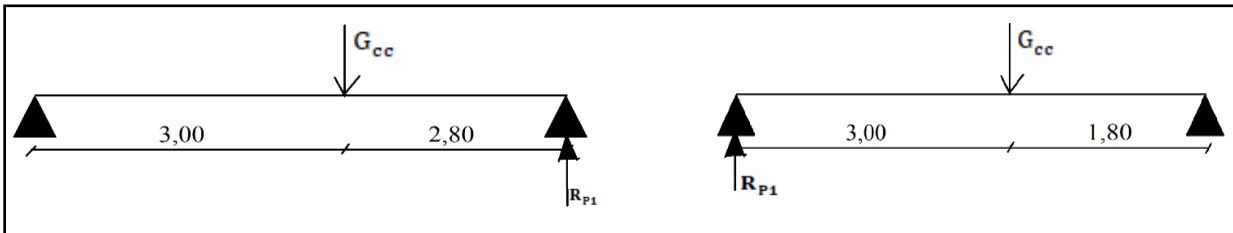


Figure II.9. Schémas statiques de charges revenant au P1

$$\text{Nœud A : } R_{P1} = \frac{S_{\text{aff}} \times G_{\text{cc}} \times 3}{5,8} \quad ; \quad \text{Nœud B : } R_{P1} = \frac{S_{\text{aff}} \times G_{\text{cc}} \times 1,8}{4,8} .$$

❖ Evaluation des charges et surcharges revenant au poteau P1 :

Etages	Chargement KN/m ²	Poteau P1 KN	Réaction du N A KN	Réaction du N B KN
Charge permanente $G = G^{\text{Plan}} \times S_{\text{aff}} + G^{\text{Mur}} \times L \times (H^{\text{etage}} - h^{\text{plancher}}) + 25 \times b \times h \times L$				
Plancher terrasse	$G^{\text{P}} = 6,53$	115,67	59,82	42,81
Etages courants	$G^{\text{E}} = 5,11$ $G^{\text{Mur}} = 2,81$	81	49,71	43,98
Charge d'exploitation $Q = Q^{\text{Plan}} \times S_{\text{aff}}$:				
Plancher terrasse	$Q = 1$	13,78	7,13	5,17
Etages courants	$Q = 1,5$ $Q = 2,5$	22,49	10,69	9,27

Tableau II.11. Evaluation des charges et surcharges revenant au poteau P1.

Les résultats de la descente de charge (planchers, poutres, poteaux) du poteau P1 sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	$\sum G_{\text{Cumulé}}$	$\sum Q_{\text{Cumulé}}$	N_u	N_s
N 11	224,8	26,08	342,6	250,88
N 10	408,25	68,53	653,93	476,78
N 09	591,7	106,73	958,89	698,43
N 08	777,86	140,69	1261,15	918,55
N 07	964,02	170,41	1557,04	1134,43
N 06	1153,25	195,88	1850,71	1349,13

N 05	1342,84	217,10	2138,48	1559,94
N 04	1535,15	238,24	2429,81	1773,39
N 03	1727,82	259,38	2721,63	1987,2
N 02	1924,28	280,52	3018,56	2204,8
N 01	2129,74	302,01	3328,16	2431,75
Total	2129,74	302,01	3328,16	2431,75

Tableau II.12. Descente de charge pour le poteau P1.

Afin de tenir compte de la continuité des portiques le règlement de BAEL (art B.8.1.1) a exigé une majoration de l'effort ultime de :

- 10% pour le cas des bâtiments comporte ou moins 3 travées,
- 15 % pour les bâtiments à 2 travées,

$$N_u^* = 1,1 \times 3328,16 = 3660,98 \text{ KN.}$$

5.2. Vérifications à faire :

5.2.1. Vérification de résistance (compression simple) :

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_{bc} = N_u^*/B \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 f_{c28}/\gamma_b = 14,2 \text{ Mpa}$

❖ Exemple de calcul poteau de l'entre sol (55 x 55 cm²) :

$N_u^* = 3660,98 \text{ KN}$; $B = 0,3025 \text{ m}^2 \Rightarrow \sigma_{bc} = 12,10 \text{ Mpa} \leq 14,2 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Les résultats des contrainte pour les autres poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Etages	N_u^* (KN)	S (m ²)	σ_{bc} (Mpa)	Observation du $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Etage 9	376,86	0,09	4,19	Vérifiée
Etage 8	719,32	0,1225	5,87	Vérifiée
Etage 7	1054,78	0,1225	8,61	Vérifiée
Etage 6	1387,26	0,16	8,67	Vérifiée
Etage 5	1712,74	0,16	10,70	Vérifiée
Etage 4	2035,78	0,2025	10,05	Vérifiée
Etage 3	2352,33	0,2025	11,61	Vérifiée
Etage 2	2672,79	0,25	10,69	Vérifiée
Etage 1	2993,79	0,25	11,97	Vérifiée
RDC	3320,41	0,3025	10,97	Vérifiée
Entre sol	3660,98	0,3025	12,10	Vérifiée

Tableau II.13. Vérification des contrainte pour les poteaux.

5.2.2. Vérification de stabilité de forme (le flambement) :

D'après le BAEL (art B.8.4, 1) les poteaux doivent être vérifiés à l'Etat limite de déformation

(flambement) :
$$N_u^* \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (1)$$

- Br: Section reduite $\Rightarrow Br = (a - 2) \times (b - 2)$.
- A_s : section d'acier d'après le RPA99/v2003 (art 7.4.2.1) pour la zone IIa $\Rightarrow A_s = 0,8\%Br$.
- α : coefficient réducteur $\Rightarrow \alpha = \begin{cases} 0,85/1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \dots \text{si } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 & \dots \dots \dots \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$

Tel que : $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec L_f : longueur de flambement $\Rightarrow L_f = 0,7 l_0$.

L : hauteur libre de poteau $\Rightarrow l_0 = (\text{hauteur d'étage} - \text{hauteur de poutre principale})$

i : rayon de giration $\Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$ tel que $I = \frac{b \times h^3}{12}$ Donc $i = \frac{h}{2} \sqrt{\frac{1}{3}}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etages	N_u^* (KN)	λ	α	$Br \geq B_{calculée}$		Observation
				Br	$B_{calculée}$	
Etage 9	376,86	28,17	0,7525	0,0784	0,0227	Vérifiée
Etage 8	719,32	24,15	0,7761	0,1089	0,0421	Vérifiée
Etage 7	1054,78	24,15	0,7761	0,1089	0,0618	Vérifiée
Etage 6	1387,26	21,13	0,7922	0,1444	0,0796	Vérifiée
Etage 5	1712,74	21,13	0,7922	0,1444	0,0983	Vérifiée
Etage 4	2035,78	18,78	0,8037	0,1849	0,1151	Vérifiée
Etage 3	2352,33	18,78	0,8037	0,1849	0,1330	Vérifiée
Etage 2	2672,79	16,90	0,8121	0,2304	0,1496	Vérifiée
Etage 1	2993,79	16,90	0,8121	0,2304	0,1676	Vérifiée
RDC	3320,41	15,37	0,8184	0,2809	0,1844	Vérifiée
Entre sol	3660,98	16,01	0,8158	0,2809	0,2040	Vérifiée

Tableau II.14. Vérification des poteaux au flambements.

5.2.3. Vérification des conditions du RPA93/version 2003 :

Notre projet est implanté dans la zone Iia donc la section des poteaux doit répondre aux exigences suivantes :

Poteaux cm ²	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30
$\min(b; h) \geq 25\text{cm}$	55 cm	50 cm	45 cm	40 cm	35 cm	30 cm
$\min(b; h) \geq \frac{h_e}{20}$	19,4	13,45	13,45	13,45	13,45	13,45
$0,25 \leq \frac{b}{h} < 4$	1	1	1	1	1	1
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau II.15. Vérification des conditions de RPA93.

6. Conclusion :

Dans ce chapitre on a arrivés à Pré-dimensionné tous les éléments de notre structure toute en respectant tous les exigences et vérifications nécessaires, voici une récapitulation des dimensionnes optée :

➤ Les éléments non structuraux :

- Les planchers $\left\{ \begin{array}{l} \text{Plancher à corps creux : } h_t = 20\text{cm} (16 + 4) \\ \text{Plancher à dalle plein : } e = 14 \text{ cm} \end{array} \right.$,
- L'escalier $e = 18\text{cm}$,
- L'acrotère : ces dimensionnes sont extrait d'après le plan d'architecture.

➤ Les éléments structuraux :

- Les poutres (b x h) : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale: } (30 \times 45) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutre secondaire : } (30 \times 40) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$
- Les voiles (e x L) : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Voile de l'entre sol 1 : } (20 \times 80) \text{ cm}^2 \\ \text{Voiles d'autre étage : } (15 \times 60) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Les poteaux sont recapitulées dans le tableau suivant :

Etage	E. Sol	RDC	Étages 1 et 2	Étages 3 et 4	Étages 5 et 6	Étages 7 et 8	Étage 9
Dimensionnement	55×55		50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

Tableau II.16. Dimensions des poteaux.

Chapitre III :

Calcul des éléments
secondaires

1. Introduction :

Les éléments secondaires (éléments non structuraux) sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement.

L'étude se fait par l'évaluation des charges sur l'élément considéré, le calcul des sollicitations les plus défavorables ensuite la détermination de la section d'acier pour reprendre les charges en question en respectant la réglementation (BAEL91, RPA99/2003, CBA93).

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- Les planchers soient en corps creux ou bien en dalle pleines.
- L'escalier.
- La poutre palière.
- Les poutres de chaînage.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

2. Le plancher à corps creux :

Ce genre de plancher est constitué par des éléments porteur (Poutrelles), des éléments de remplissage (corps creux) et une dalle de compression.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage ; donc le calcul sera fait juste pour :

- La poutrelle.
- La dalle de compression.

2.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

Pour les calculées il existe trois méthodes de calcul sont comme suit :

A- La méthode forfaitaire (CBA Art B6.2.2.1) :

✓ Domaine d'application (CBA Art B6.2.2.1.0) :

La méthode forfaitaire ne s'applique pas que si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- Charge d'exploitation $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le moment d'inertie des section transversales sont les même dans les différentes travées
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
- La fissuration est peu nuisible.

✓ Principe de la méthode (CBA Art B6.2.2.1.1) :

- Les moments aux appuis :

$$M_a \begin{cases} -0,6 M_0: \text{ Dans le cas d'une poutre a deux travées.} \\ -0,5 M_0: \text{ Dans le cas des appuis voisins des appuis de rive d'une poutre a plus de deux travées.} \\ -0,4 M_0: \text{ Dans le cas des autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec : $M_0 = ql^2/8$: moment isostatique maximal dans la travée (adjacente à l'appui) la plus longue.

- **Les moments en travées :**

Le moment en travée M_t est calculé à partir de ces deux conditions :

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_{t2} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)/2]M_0 \dots \text{(Travée de rive)} \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]M_0 \dots \text{(travée intermédiaire)} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

Avec : $\alpha = Q / (Q + G)$: degré de surcharges.

M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.

M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

M_0 : moment isostatique max dans la travée considérée.

M_t : moment en travée max (1 ; 2).

- **Les efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$$V = V_0 = \frac{ql}{2} : \text{effort tranchant isostatique.}$$

$$V = \begin{cases} 1,15 V_0 \dots \dots \dots \text{ pour une poutre a deux travées} \\ 1,1 V_0 \dots \dots \dots \text{ pour une poutre a plusieurs travées} \end{cases}$$

B- La méthode de Caquot (CBA Art B6.2.2.2) :

✓ **Domaine d'application (CBA Art B6.2.2.2.0) :**

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux plancher à surcharge d'exploitation relativement élevée $Q > \min(2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

✓ **Principe de la méthode (CBA Art B6.2.2.2.1) :**

- **Les moments aux appuis :**

$$M_a = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} ; \quad l' = \begin{cases} 0,8l \dots \text{ Pour la travée intermédiaire} \\ l \dots \dots \dots \text{ Pour la travée de rive} \end{cases}$$

Avec : l'_g et l'_d : sont des longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

q_g et q_d : Sont les chargements à gauche et à droite de l'appui considéré.

- **Les moments en travées :**

$$M_t = M_0 + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} ; \text{ Avec : } M_0 = q \times \frac{x}{2} \times (l - x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \times l}\right).$$

- **Les efforts tranchants :**

L'effort tranchant au niveau de l'appui i est calculé en respectant la formule suivante :

$$V_i = \pm V_0 - (M_i - M_{i-1})/l.$$

C- La méthode de Caquot minorée :

On applique cette méthode lorsque l'une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode a le même principe que la méthode de Caquot mais dans le calcul des moments aux appuis on doit minorer la charge G avec le **facteur 2/3**.

2.1.1. Types des poutrelles :

On distingue quatre types de poutrelles elles sont illustrées dans le tableau suivant :

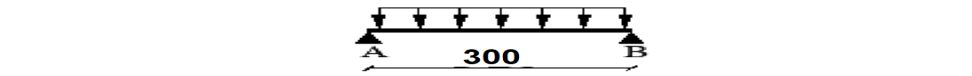
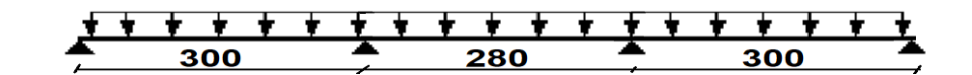
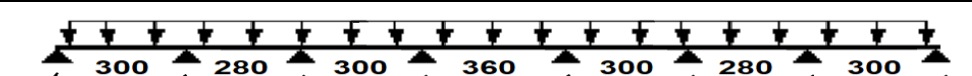
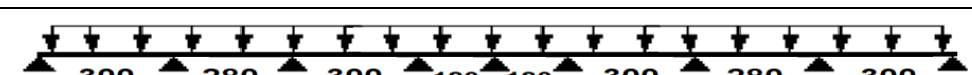
Types	Schéma statique	Désignation
Type 1		Tous les niveaux
Type 2		Tous les niveaux
Type 3		Tous les niveaux
Type 4		Tous les niveaux

Tableau III.1. Différents types de poutrelles.

2.1.2. Calcul des sollicitations :

❖ Combinaison d'action et calcul de charge revenant sur les poutrelles :

A l'ELU : charges qui revient sur la poutrelle(q_u) $\Rightarrow q_u = (1,35G + 1,5Q) \times l_0$

A l'ELS : charges qui reviennent sur la poutrelle(q_s) $\Rightarrow q_s = (G + Q) \times l_0$

Avec : $\begin{cases} G \text{ et } Q: \text{ charges et surcharges estimées dans le 2}^{\text{eme}} \text{ chapitre} \\ l_0: \text{ entre axes des poutrelles } \Rightarrow l_0 = 0,65 \text{ m} \end{cases}$

Le calcul des charges qui revient sur le plancher et sur les poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Charges revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charges revenant sur les poutrelles (KN/m ²)	
			ELU	ELS	ELU	ELS
Terrasse inaccessible	6,53	1	10,31	7,53	6,7	4,89
Etages courants	5,11	1,5	9,15	6,61	5,94	4,29
	5,11	2,5	10,65	7,61	6,92	4,94

Tableau III.2. Les charges revenant sur le plancher et les poutrelles.

❖ Choix de méthode de calcul des sollicitations :

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types de poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Condition	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4
Le plancher à une charge modérée		$1 \leq 5$ $1,5 \leq 5$	$1 \leq 5$ $1,5 \leq 5$ $2,5 \leq 5$	$1 \leq 5$ $1,5 \leq 5$
$\frac{l_i}{l_{i+1}} \in [0, 8; 1, 25[$		Vérifiée	Vérifiée	$\frac{300}{180} \notin [0, 8; 1, 25[$
FPN		FPN	FPN	FPN
I : constant		I = CTS	I = CTS	I = CTS
Méthode choisi	RDM	Méthode forfaitaire	Méthode forfaitaire	Caquot minorée

Tableau III.3. Vérification des conditions et les méthodes retenues.

Pour l'étude des poutrelles, on va exposer 3 exemples de calcul : RDM, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot minorée.

❖ Exemple de calcul sur RDM (Terrasse inaccessible) :

$$q_u = 6,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} .$$

$$q_s = 4,89 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} .$$

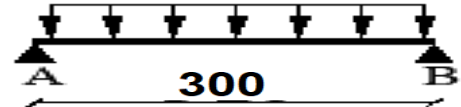


Figure III.1. Schéma statique de type 1.

$$\color{red}{\oplus} \text{ Calcul de moments en travées : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\text{Donc le moment en travée dans cette poutrelle est : } \begin{cases} M_0^u = 7,54 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_0^s = 5,50 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ Calcul de moments aux appuis :}$$

Les moments au niveau des appuis de rive sont nuls, cependant le **BEAL91 Art B6.8, 414** nous exige de mettre des armatures disposées sur ces appuis pour équilibrer un moment égal $-0,15 M_0$

$$\text{Donc le moment aux appuis dans cette poutrelle est : } \begin{cases} M_A^u = M_B^u = -1,131 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_A^s = M_B^s = -0,825 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases}$$

$$\color{red}{\oplus} \text{ Calcul de l'effort tranchant :}$$

$$\begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6,7 \times 3}{2} = 10,05 \text{ KN} \\ V_B = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6,7 \times 3}{2} = -10,05 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Exemple de calcul sur la méthode forfaitaire (Terrasse inaccessible) :

$$q_u = 6,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} .$$

$$q_s = 4,89 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} .$$

La travée A-B et C-D sont identique

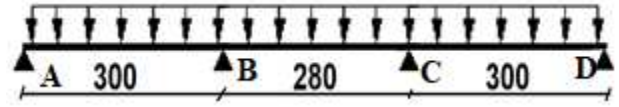


Figure III.2. Schéma statique de type 2.

✚ Calcul de moments isostatique :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 7,54 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 5,50 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases} . \quad \text{Travée B-C : } \begin{cases} M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 6,57 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = 4,79 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases} .$$

✚ Calcul de moments aux appuis :

- Appuis de rives : $M_A = M_D = 0 \text{ KN.m} .$

Le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif :

$$M_A = M_D = -0,15 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{CD}) \Rightarrow \begin{cases} M_A^u = M_D^u = -1,131 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_A^s = M_D^s = -0,825 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases} .$$

- Appuis intermédiaires :

$$M_B = M_C = -0,5 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) \Rightarrow \begin{cases} M_B^u = M_C^u = -3,77 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_B^s = M_C^s = -2,75 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases} .$$

✚ Calcul de moments en travées :

A partir de principe de la méthode forfaitaire, on obtient les résultats suivants :

- Degré de surcharges $\alpha = Q / (Q + G) = 1 / (1 + 6,53) \Rightarrow \alpha = 0,133$

$$\begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,04 \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,24 \end{cases} .$$

- Travée A-B : $M_g = 0 \text{ KN.m} ; M_d = -0,5 M_0^{AB} \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_0^{AB} \\ M_{t2} \geq [(1,2 + 0,3\alpha)/2] M_0^{AB} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1} = 0,8 M_0^{AB} \\ M_{t2} = 0,62 M_0^{AB} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 0,8 M_0^{AB} \Rightarrow \begin{cases} M_{AB}^u = 6,032 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_{AB}^s = 4,4 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases} .$$

- Travée B-C : $M_g = -0,5 M_0^{AB} \text{ KN.m} ; M_d = -0,5 M_0^{AB} \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M_0^{BC} \\ M_{t2} \geq [(1 + 0,3\alpha)/2] M_0^{BC} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1} = 1,05 M_0^{BC} - 0,5 M_0^{AB} \\ M_{t2} = 0,52 M_0^{BC} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } M_t = \max(M_{t1}, M_{t2}) = 0,52 M_0^{BC} \Rightarrow \begin{cases} M_{BC}^u = 3,42 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_{BC}^s = 2,49 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases} .$$

- Travée C-D :

La travée A-B et C-D sont identique donc :

$$\begin{aligned} M_{CD}^u &= M_{AB}^u = 6,032 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_{CD}^s &= M_{AB}^s = 4,4 \text{ KN.m ... ELS} \end{aligned}$$

✚ Calcul de l'effort tranchant :

$$\text{- Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = \frac{6,7 \times 3}{2} = 10,05 \text{ KN} \\ V_B = -1,1 \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = -1,1 \times 10,05 = -11,06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{- Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1,1 \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = 1,1 \frac{6,7 \times 2,8}{2} = 10,32 \text{ KN} \\ V_C = -1,1 \frac{q_u \times l_{BC}}{2} = -1,1 \frac{6,7 \times 2,8}{2} = -10,32 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{- Travée C-D : } \begin{cases} V_C = 1,1 \frac{q_u \times l_{AB}}{2} = 1,1 \times 10,05 = 11,06 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{q_u \times l_{CD}}{2} = -\frac{6,7 \times 3}{2} = -10,05 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ Exemple de calcul sur la méthode de Caquot minorée (Terrasse inaccessible) :

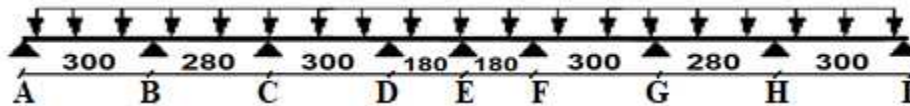


Figure III.3. Schéma statique de type 4.

Remarque : on a une symétrie dans cette poutrelle donc il suffit de calculer pour une seule partie.

$$\text{On a : } \begin{cases} q_u = 6,7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ et } G = 6,53 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 4,89 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \text{ et } Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

On doit minorer la charge G avec le **facteur 2/3** pour les moments aux appuis $\Rightarrow G' = 4,35 \text{ KN/m}^2$.

$$\text{On aura : } q' = \begin{cases} q'_u = 0,65 (1,35 G' + 1,5 Q) \\ q'_s = 0,65 (G' + Q) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} q'_u = 4,79 \text{ KN/m}^2 \\ q'_s = 3,48 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

✚ Calcul de moments aux appuis :

- Appuis de rives : $M_A = M_I = 0 \text{ KN.m}$.

Le **BAEL** exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif :

$$\text{Travée A-B = Travée H-I : } \begin{cases} M_0^u = \frac{q'_u \times l^2}{8} = 5,39 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_0^s = \frac{q'_s \times l^2}{8} = 3,91 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases}$$

$$M_A = M_I = -0,15 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{HI}) \Rightarrow \begin{cases} M_A^u = M_I^u = -0,15 M_0^{AB} = -0,81 \text{ KN.m ... ELU} \\ M_A^s = M_I^s = -0,15 M_0^{AB} = -0,58 \text{ KN.m ... ELS} \end{cases}$$

- Appuis intermédiaires :

On a: $M_B = M_H$; $M_C = M_G$; $M_D = M_F$

$$l'_g = 3 \text{ m}, \quad l'_d = 0,8 \times 2,8 = 2,24 \text{ m}, \quad M_B^u = -\frac{4,79 \times 3^3 + 4,79 \times 2,24^3}{8,5 \times (3 + 2,24)} \Rightarrow \begin{cases} M_B^u = -4,11 \text{ KN.m} \\ M_B^s = -2,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$l'_g = 2,24 \text{ m}, \quad l'_d = 0,8 \times 3 = 2,4 \text{ m}, \quad M_C^u = -\frac{4,79 \times 2,24^3 + 4,79 \times 2,4^3}{8,5 \times (2,24 + 2,4)} \Rightarrow \begin{cases} M_C^u = -3,04 \text{ KN.m} \\ M_C^s = -2,21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$l'_g = 2,4 \text{ m}, \quad l'_d = 0,8 \times 1,8 = 1,44 \text{ m}, \quad M_D^u = -\frac{4,79 \times 2,4^3 + 4,79 \times 1,44^3}{8,5 \times (2,4 + 1,44)} \Rightarrow \begin{cases} M_D^u = -2,46 \text{ KN.m} \\ M_D^s = -1,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$l'_g = 1,44 \text{ m}, \quad l'_d = 0,8 \times 1,8 = 1,44 \text{ m}, \quad M_E^u = -\frac{4,79 \times 1,44^3 + 4,79 \times 1,44^3}{8,5 \times (1,44 + 1,44)} \Rightarrow \begin{cases} M_E^u = -1,17 \text{ KN.m} \\ M_E^s = -0,84 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✚ Calcul de moments en travées :

NB : on utilise les moments aux appuis avec leur signe négatif et on reprend la totalité de G.

- Travée A-B :

$$x = \frac{3}{2} - \left(\frac{0-4,1}{6,7 \times 3} \right) \Rightarrow x = 1,29 \text{ m} \quad ; \quad M_0 = q \times \frac{x}{2} \times (1-x) \Rightarrow \begin{cases} M_0^u(1,29) = 7,39 \text{ KN.m} \\ M_0^s(1,29) = 5,39 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0 + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \times \frac{x}{l} \Rightarrow \begin{cases} M_{AB}^u = 5,62 \text{ KN.m} \\ M_{AB}^s = 4,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Travée B-C :

$$x = \frac{2,8}{2} - \left(\frac{-4,1 + 3,04}{6,7 \times 2,8} \right) \Rightarrow x = 1,45 \text{ m} \quad ; \quad M_0 = q \times \frac{x}{2} \times (1-x) \Rightarrow \begin{cases} M_0^u(1,45) = 6,55 \text{ KN.m} \\ M_0^s(1,45) = 4,78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0 + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \times \frac{x}{l} \Rightarrow \begin{cases} M_{BC}^u = 3 \text{ KN.m} \\ M_{BC}^s = 2,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Travée C-D :

$$x = \frac{3}{2} - \left(\frac{-3,04 + 2,46}{6,7 \times 3} \right) \Rightarrow x = 1,52 \text{ m} \quad ; \quad M_0 = q \times \frac{x}{2} \times (1-x) \Rightarrow \begin{cases} M_0^u(1,52) = 7,54 \text{ KN.m} \\ M_0^s(1,52) = 5,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0 + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l} \right) + M_d \times \frac{x}{l} \Rightarrow \begin{cases} M_{CD}^u = 4,79 \text{ KN.m} \\ M_{CD}^s = 3,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Travée D-E :

$$x = \frac{1,8}{2} - \left(\frac{-2,46 + 1,17}{6,7 \times 1,8} \right) \Rightarrow x = 1,01 \text{ m} \quad ; \quad M_0 = q \times \frac{x}{2} \times (1-x) \Rightarrow \begin{cases} M_0^u(1,01) = 2,67 \text{ KN.m} \\ M_0^s(1,01) = 1,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0 + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{DE}^U = 0,93 \text{ KN.m} \\ M_{DE}^S = 0,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

AB = HI ; BC = GH ; CD = FG ; DE = EF.

✚ Calcul de l'effort tranchant :

L'effort tranchant est calculé en respectant la formule suivante : $V_i = \frac{ql}{2} - (M_i - M_{i-1})/l$.

$$\begin{aligned} \text{- Travée A-B : } & \begin{cases} V_A = \frac{6,7 \times 3}{2} - \frac{(4,1)}{3} = 8,68 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,7 \times 3}{2} - \frac{(4,1)}{3} = -11,42 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{- Travée B-C : } & \begin{cases} V_B = \frac{6,7 \times 2,8}{2} - \frac{(-4,1+3,04)}{2,8} = 9,76 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6,7 \times 2,8}{2} - \frac{(-4,1+3,04)}{2,8} = -9,00 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{- Travée C-D : } & \begin{cases} V_C = \frac{6,7 \times 3}{2} - \frac{(-3,04+2,46)}{3} = 10,25 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{6,7 \times 3}{2} - \frac{(-3,04+2,46)}{3} = -9,85 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{- Travée D-E : } & \begin{cases} V_D = \frac{6,7 \times 1,8}{2} - \frac{(-2,46+1,17)}{1,8} = 6,75 \text{ KN} \\ V_E = -\frac{6,7 \times 1,8}{2} - \frac{(-2,46+1,17)}{1,8} = -5,31 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

Les résultats de calcul des sollicitations de différents types de poutrelles à l'ELU et L'ELS sont représentés sous forme des diagrammes résumés dans les tableaux suivants :

❖ Terrasse inaccessible :

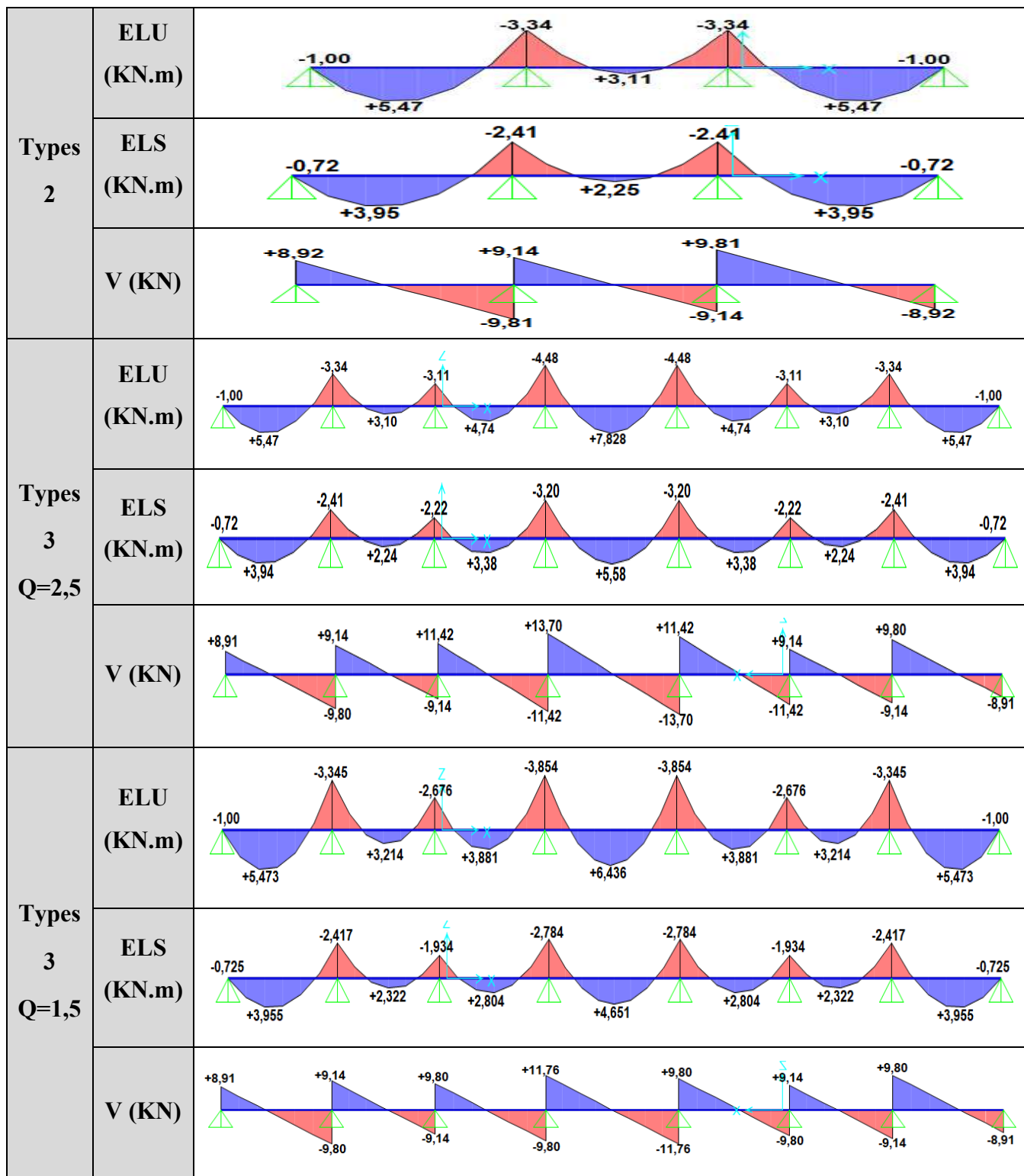
Types		Diagrammes des sollicitations
Type 1	ELU (KN.m)	
	ELS (KN.m)	
	V (KN)	
Type 2	ELU (KN.m)	

	ELS (KN.m)	
	V (KN)	
	ELU (KN.m)	
Type 3	ELS (KN.m)	
	V (KN)	
	ELU (KN.m)	
Type 4	ELS (KN.m)	
	V (KN)	
	ELU (KN.m)	

Tableau III.4. Les sollicitations de différents types de poutrelles (terrasse inaccessibles).

❖ Etages courants :

Types	Diagrammes des sollicitations	
Types 1	ELU (KN.m)	
	ELS (KN.m)	
	V (KN)	



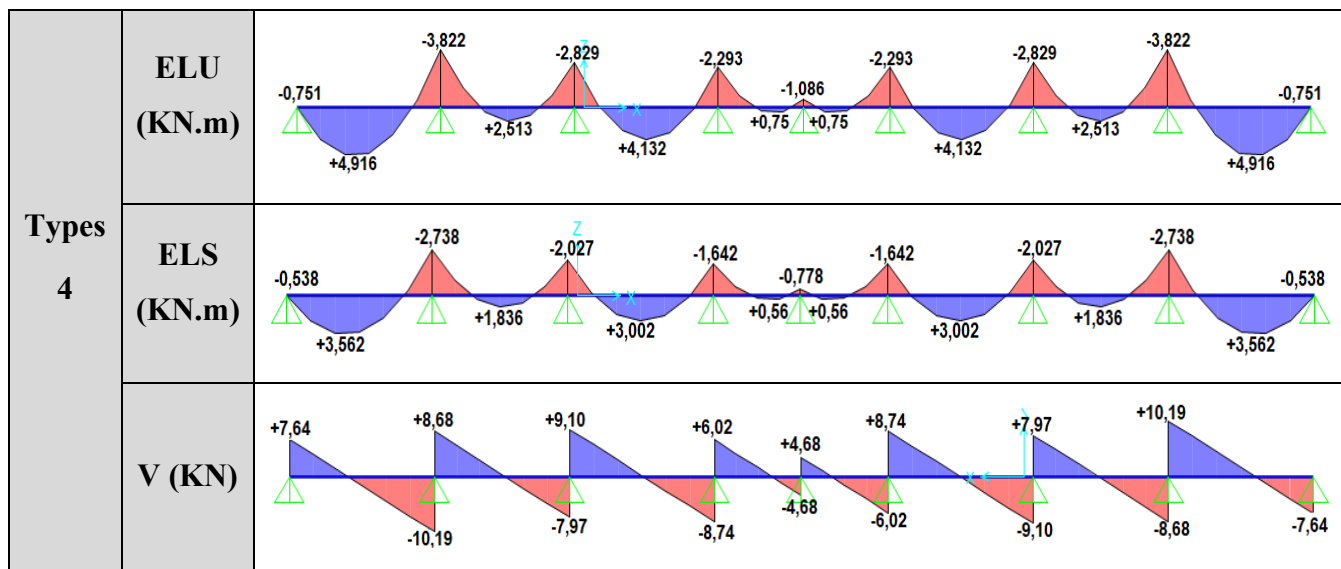


Tableau III.5. Les sollicitations de différents types de poutrelles (Etages courants).

Le tableau ci-dessous résume les sollicitations maximales dans les différents niveaux :

Type de plancher	ELU				ELS		
	Mmt en travée (KN.m)	Mmt en appuis interm (KN.m)	Mmt en appuis de rive (KN.m)	V _{max} (KN)	Mmt en travée (KN.m)	Mmt en appuis interm (KN.m)	Mmt en appuis de rive (KN.m)
Terrasse inaccessible	7,54	-4,345	-1,131	13,26	5,50	-3,172	-0,825
Etages courants	7,828	-4,48	-1,00	13,70	5,58	-3,20	-0,725

Tableau III.6. Tableau des sollicitations maximales pour les différents planchers.

2.1.3. Ferrailage des poutrelles :

NB : on remarque que les sollicitations maximales entre l'étage courant et terrasse inaccessible sont proches donc on ferraille avec le plus défavorable.

A. Ferrailage longitudinal :

$$\text{Données : ELU: } \begin{cases} M_a^{\text{Rive}} = 1,131 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{Inter}} = 4,48 \text{ KN.m} \\ M_t = 7,828 \text{ KN.m} \\ V = 13,70 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_a^{\text{Rive}} = 0,825 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{Inter}} = 3,20 \text{ KN.m} \\ M_t = 5,58 \text{ KN.m} \end{cases} .$$

$$b = 0,4 \text{ m}, b_0 = 0,1 \text{ m}, h = 0,2 \text{ m}, h_0 = 0,04 \text{ m}$$

$$d = 0,18 \text{ m}, f_{c28} = 25 \text{ Mpa}, f_{eE400}$$

✓ Ferrailage en travée :

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{TU} :

$$M_{TU} = b \times h_0 \times F_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{TU} = 0,4 \times 0,04 \times 14,2 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 10^3$$

$$M_{TU} = 36,35 \text{ KN.m} > M_t^{ELU} = 7,828 \text{ KN.m} \text{ L'AN passe par la table de compression.}$$

Le calcul sera un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\text{calcul du moment réduit } \mu_{bu} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{M_t^{ELU}}{b \times d^2 \times F_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{7,828 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,18^2 \times 14,2}$$

$$\mu_{bu} = 0,042 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow A' = 0 \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Calcul de } \alpha : \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,054 \Rightarrow Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,176 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A_t \rightarrow A_t = \frac{M_t^{ELU}}{Z \times f_{st}} = \frac{7,828 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} \Rightarrow A_t = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } A_{\min} \rightarrow A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{\min} = 0,23 \times 0,4 \times 0,18 \times 2,1 / 400$$

$$\text{D'ou } A_{\min} = 0,869 \text{ cm}^2 < A_t = 1,26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{la condition de non fragilité est observée}$$

✓ Ferrailage aux appuis :

Le moment aux appuis est négatif, ça signifie que la table de compression est tendue et le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la poutrelle sera calculée comme une section rectangulaire $b_0 \times h$

➤ Appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,48 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,097 \leq 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 \rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\text{calcul de } \alpha : \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) = 0,128 \Rightarrow Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,170 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } A_{au}^{inter} \rightarrow A_{au}^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{Z \times f_{st}} = \frac{4,48 \times 10^{-3}}{0,170 \times 348} \Rightarrow A_{au}^{inter} = 0,75 \text{ cm}^2$$

➤ Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,131 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,024 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

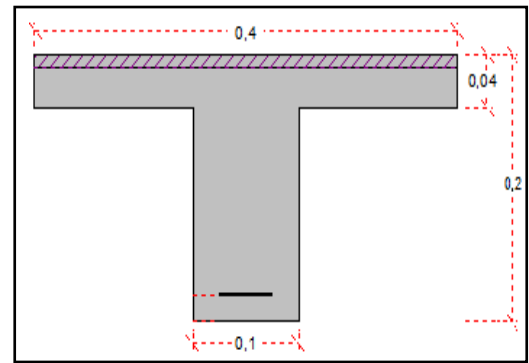


Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle.

calcul du $\alpha \rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}) \Rightarrow \alpha = 0,031$

Calcul de $Z \rightarrow Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,177 \text{ m}$

Calcul de $A_a^{\text{Rive}} \rightarrow A_a^{\text{Rive}} = \frac{M_t^{\text{ELU}}}{Z \times f_{st}} = \frac{1,131 \times 10^{-3}}{0,170 \times 348} \Rightarrow A_a^{\text{Rive}} = 0,18 \text{ cm}^2$.

Calcul de $A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28} / f_e \rightarrow A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2$

$\left\{ \begin{array}{l} A_a^{\text{inter}} = 0,75 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots \text{la condition de non fragilité est vérifiée} \\ A_a^{\text{Rive}} = 0,18 \text{ cm}^2 \leq A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 \dots \text{la condition de non fragilité non vérifiée} \end{array} \right.$

Donc on ferraille l'appui de rive avec A_{\min} .

✓ **Choix des armatures (Annexe 1) :**

$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée} \dots \dots \dots A_t = 1,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui intermédiaire} \dots \dots \dots A_a^{\text{inter}} = 0,75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui de rive} \dots \dots \dots A_a^{\text{Rive}} = 0,217 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit } 1\text{HA}8 = 0,50 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

B. Ferrailage transversal :

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(0,57 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } \phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où $A_{\text{trans}} = 1 \text{ étrier de } \phi_6 \Rightarrow A_{\text{trans}} = 2\text{HA}6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

C. Vérifications nécessaires :

➤ **Vérifications à l'ELU :**

✓ **Vérification de rupture par cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13,70 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,761 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa (FPN)}$$

Donc : $\tau_u = 0,761 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Espacement des armatures transversales :**

L'espacement S_t des armatures transversales est défini par le minimum entre les trois formules suivantes :

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \\ S_{t2} \leq \frac{A_{\text{trans}} \times f_e}{0,4 \times b_0} \\ S_{t3} \leq A_{\text{trans}} \times \frac{0,8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times K)} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = 16,2 \text{ cm} \\ S_{t2} = 57 \text{ cm} \\ S_{t3} = 139,2 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \text{ car on a des armatures droites} \\ K = 1 \text{ on a une flexion simple, FPN et il y'a pas une reprise de betonage} \end{array} \right.$

$$S_t = \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow \text{D'ou } S_t = 15 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant V_u :**

- **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \gamma_s \times \frac{V_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{13,70 \times 10^{-3}}{400} = 0,39 \text{ cm}^2 ;$$

$$A_l = A_{\text{trav}} + A_a^{\text{Rive}} = 2\text{HA}10 + 2\text{HA}8 \Rightarrow A_l = 2,58 \text{ cm}^2 \geq 0,39 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} + \left(V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(13,70 \times 10^{-3} - \frac{4,48 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) < 0 \Rightarrow A_l = -4,01 < 0$$

Donc il n'y a pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire.

✓ **Vérification de la bielle :**

$$\text{On doit vérifier que : } V \leq V_{\text{adm}} = 0,267 \times a \times b_0 \mu \times f_{c28}$$

$$\text{Avec } a = \min(0,9 \times d ; \text{largeur de l'appui} - 4\text{cm}) \Rightarrow a = \min(0,9 \times 18 ; 30 - 4) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_{\text{adm}} = 0,267 \times 0,162 \times 0,1 \times 25 \times 10^3 = 108,135 \text{ KN} > V = 13,70 \text{ KN} \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la jonction table nervure :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{b_1 \times V}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} ; \text{ avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \tau_u = \frac{0,15 \times 13,70 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,4 \times 0,04} = 0,792 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{pas risque de repture}$$

✓ **Vérification de l'adhérence :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_{su} = \frac{V}{0,9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$$

$$\bar{\tau}_{su} : \text{contrainte limite d'adhérence} \rightarrow \bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \text{ tel que } \Psi = 1,5 \text{ pour les acier HA}$$

$$\sum U_i : \text{la somme des périmètres des barres} \rightarrow \sum U_i = \pi \times (3 \times 1) = 9,42 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} \Rightarrow \bar{\tau}_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 \Rightarrow \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{13,70 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,0942} = 0,897 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{su} = 2,835 \text{ Mpa} \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

Les vérifications concernées sont les suivantes : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Etat limite d'ouverture des fissures.} \\ \text{Etat limite de compression du béton.} \\ \text{Etat limite de déformation.} \end{array} \right.$

✓ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

✓ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_t^{serv}}{I} \times Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

- **En travée :** ($M_t^{ser} = 5,58 \text{ KN.m}$; $A = A_t = 1,57 \text{cm}^2$)

- **Position de l'axe neutre H :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,4 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 1,57 \times 10^{-4}(0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -9,7 \text{cm}^3 < 0$$

$H < 0 \Rightarrow$ l'AN passe par la nervure, la vérification sera pour une section en T

- **Calcul de l'axe neutre (Y) :**

$$(Y) \dots \frac{b_0}{2} Y^2 + [15A + 15A' + (b - b_0)h_0]Y - 15(Ad + A'd') - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

Après les calculs on obtient les résultats suivants : $5Y^2 + 143,55Y - 663,9 = 0 \Rightarrow Y = 4,122 \text{ cm}$

- **Le moment d'inertie(I) :**

$$(I) \dots I = \frac{b}{3} Y^3 - (b - b_0) \frac{(Y - h_0)^3}{3} + 15A(d - Y)^2 + 15A'(d' - Y)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{40}{3} 4,122^3 - (40 - 10) \frac{(4,122 - 4)^3}{3} + 15 \times 1,57(18 - 4,122)^2 \Rightarrow I = 5469,505 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{5,58 \times 10^{-3}}{5469,505 \times 10^{-8}} \times 0,04122 = 4,205 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$... la condition est vérifiée.

- **En appui intermédiaire :** ($M_{as}^{inter} = -3,20 \text{ KN.m}$; $A = A_a^{inter} = 1,01 \text{ cm}^2$)

$M_{as}^{inter} = -3,20 \text{ KN.m} < 0$: Donc le calcul se fait pour une section ($b_0 \times h$).

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b_0}{2} Y^2 - 15A(d - Y) = 0 \Rightarrow 5Y^2 + 15,15Y - 272,7 = 0 \Rightarrow Y = 6,024 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie(I) :**

$$I = \frac{b_0}{3} Y^3 + 15A(d - Y)^2 \Rightarrow I = 2901,55 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{3,20 \times 10^{-3}}{2901,55 \times 10^{-8}} \times 0,06024 = 6,64 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$... la condition est vérifiée.

✓ **Etat limite de déformation :**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5) de BAEL exige que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ (2) \dots \frac{A_t}{(b_0 \times d)} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ (3) \dots l \leq 8m \end{array} \right. \quad \text{Avec:} \quad \left\{ \begin{array}{l} h : \text{Hauteur de la poutrelle} \\ L : \text{Longueur de la travée} \\ M_t : \text{Moment en travée} \\ M_0 : \text{Moment isostatique de cette travée} \\ A : \text{Section des armatures choisies} \end{array} \right.$$

Données : $h = 0,2 \text{ m}$; $l = 3,60 \text{ m}$; $M_t^{\text{Ser}} = 5,58 \text{ KN.m}$; $M_0^{\text{Ser}} = 8,00 \text{ KN.m}$; $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$.

$$\text{On a :} \left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \frac{20}{360} = 0,055 < \frac{5,58}{10 \times 8} = 0,0697 \dots \dots \dots \text{n'est pas vérifiée} \\ (2) \dots \frac{1,57}{10 \times 18} = 8,72 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \text{vérifiée} \\ (3) \dots 3,60 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche est nécessaire parce que la 1^{er} condition n'est pas vérifiée.

$$\text{La condition à vérifier est : } f \leq f_{\text{adm}} \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f_{\text{adm}} = l/500 \text{ car } l \leq 5m \end{array} \right.$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Pour calculer la flèche on doit suivre les étapes suivantes :

✓ **Calcul des moments sous g ; j et p :**

Après le calcul des moments on a trouvé le rapport suivant : $M_t^s = 0,698 \times M_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} g = G = 5,11 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revetement}} = 3,75 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow p = 7,61 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} q_g = 0,65 \times g = 3,32 \text{ KN/m} \\ q_j = 0,65 \times j = 2,44 \text{ KN/m} \\ q_p = 0,65 \times p = 4,95 \text{ KN/m} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_g^{\text{Ser}} = 3,75 \text{ KN.m} \\ M_j^{\text{Ser}} = 2,76 \text{ KN.m} \\ M_p^{\text{Ser}} = 5,60 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

✓ **Calcul des modules de Young différées et instantanées :**

$$\left\{ \begin{array}{l} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \\ E_i = 3 \times E_v \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E_v = 10818,87 \text{ Mpa} \\ E_i = 32456,59 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

✓ **Calcul de coefficient λ :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_v \end{array} \right. \text{ Avec } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = 0,87\% \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 4,38 \\ \lambda_v = 1,75 \end{array} \right.$$

✓ Calcul des σ_{st} :

- Calcul de μ :

On a : $Y_G = 4,12 \text{ cm}$ et $I = 5469,50 \text{ cm}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \frac{M_g^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^j = 15 \frac{M_j^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^p = 15 \frac{M_p^{Ser}}{I} (d - y) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 142,74 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^j = 105,06 \text{ Mpa} \\ \sigma_{st}^p = 213,16 \text{ Mpa} \end{cases} \quad \mu: \begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\rho\sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = 0,48 \\ \mu_j = 0,36 \\ \mu_p = 0,61 \end{cases}$$

✓ Calcul de Y_G et I_0 :

$$(Y_G) \dots Y_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = \frac{\left(\frac{b \times h_0^2}{2}\right) + \left[(h - h_0)b_0 \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right)\right] + 15Ad}{(b \times h_0) + [(h - h_0) \times b_0] + 15A} \Rightarrow Y_G = 7,75 \text{ cm.}$$

$$(I_0) \dots I_0 = \frac{b \times Y_G^3}{3} + \frac{b_0}{3}(h - Y_G)^3 - \frac{(b - b_0)}{3}(Y_G - h_0)^3 + 15A(d - Y_G)^2 \Rightarrow I_0 = 14280,88 \text{ cm}^4.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés " I_f " et les flèches " f " :

$$I_f: \begin{cases} I_f^{gv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 8537,48 \text{ cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6096,31 \text{ cm}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 4278,27 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gi} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5063,49 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow f: \begin{cases} f_{gv} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_f^{gv}} = 5,26 \text{ mm} \\ f_{ji} = \frac{M_j^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^{ji}} = 1,81 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_p^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^{pi}} = 5,22 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^{gi}} = 2,95 \text{ mm} \end{cases}$$

$$(f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 5,72 \text{ mm} > f_{adm} = 7,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{la flèche est vérifiée.}$$

Conclusion :

- Ferrailage longitudinal :

$$\begin{cases} \text{En travée} \dots \dots \dots A_t = 1,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 2HA10} = 1,57 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui intermediaire} \dots \dots \dots A_a^{inter} = 0,75 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 2HA8} = 1,01 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui de rive} \dots \dots \dots A_a^{Rive} = 0,217 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 1HA8} = 0,50 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Ferrailage transversal :

$$A_{trans} = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

1.1.1. Schémas de ferrailage :

Terrasse inaccessible + Etage courant		
En appui de rive	En appui intermédiaire	En travée

Tableau III.5. Coupes transversales des poutrelles.

2.2. Etude de la table de compression :

Selon le **BAEL 91 (B.6.8, 423)** la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

➤ Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit $5\emptyset 5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 20\text{cm} \leq 20 \text{ cm} \dots$ vérifiée.

➤ Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = A_{\perp}/2 \Rightarrow A_{//} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit $4\emptyset 5 = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25\text{cm} < 33\text{cm} \dots$ vérifiée.

Pour faciliter la mise en œuvre on choisit un treillis soudé (150×150) mm^2 .

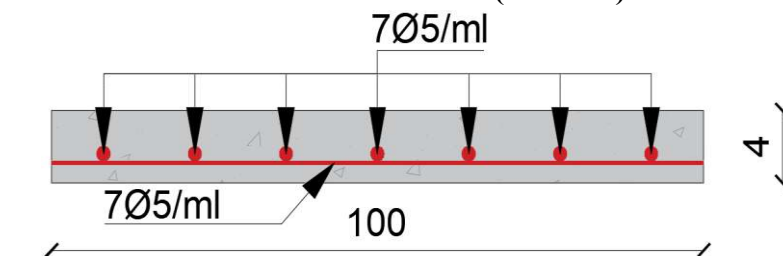


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3. Plancher dalle pleine :

Les dalles pleines sont calculées comme des panneaux de dalle qui repose sur un ou plusieurs appuis (les poutres) à la flexion simple. Le calcul des sollicitations dépend essentiellement du nombre d'appuis au qu'elles reposent :

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.
- Dalle console.

3.1. Les différents panneaux de dalles

Les caractéristiques des panneaux de dalles sont illustrées dans le tableau suivant :

Types	Appui	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm)	ELU		ELS	
				μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
	3	$\frac{1,5}{5,9} = 0,25$	14	/	/	/	/
	2	$\frac{1,5}{2} = 0,75$	14	0,0621	0,5105	0,0684	0,6647
	3	$\frac{1,3}{3,3} = 0,39$	14	/	/	/	/
	2	$\frac{1,2}{2,9} = 0,41$	14	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
	4	$\frac{1,4}{1,7} = 0,82$	14	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381

Tableau III.8. Les données des différents types de dalles.

μ : Coefficient qui dépend de ρ (ANNEXE 2).

3.2. Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

A l'ELU : Charges qui reviennent à la dalle $\Rightarrow q_u = (1,35G + 1,5Q) \times l_0$

A l'ELS : Charges qui reviennent à la dalle $\Rightarrow q_s = (G + Q) \times l_0$

Les charges sont résumées dans le tableau suivant :

Plancher	Type de dalle	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Charges revenant sur la dalle (KN/ml)	
				ELU	ELS
Terrasse inaccessible	D 1; D 2; D 3; D 4	7,18	1	11,19	8,18
Etages courants	D 1	5,76	1,5	10,03	7,26
	D 2 ; D 3	5,76	3,5	13,03	8,26
	D 4 ; D 5	5,76	2,5	11,53	9,26

Tableau III.9. Les charges qui reviennent à la dalle.

3.3. Calcul des sollicitations :

Remarque : Notre étude sera faite juste pour les panneaux des plancher à usage habitation car c'est là où il y a les sollicitations maximums et le ferrailage opté à la fin sera le même pour les panneaux de dalle pour le plancher terrasse (pour le panneau **D1** on a une charge concentrée sur son extrémité celle du mur extérieur donc sa charge elle sera importante par rapport à celle de terrasse), et pour la dalle **D4** elle se calculera dans l'escalier comme palier.

❖ Dalle sur 4 appuis D5 (Etages courants) :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,4}{1,7} = 0,82 \geq 0,4 \text{ Dalle D5 travaille dans les deux sens, soumise à la flexion simple.}$$

$$\text{Données : } \begin{cases} q_u = 11,53 \text{ KN/ml} \\ q_s = 9,26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

• Calcul de moments isostatique M_0^{xy} :

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0,0539 \times 11,53 \times 1,4^2 = \mathbf{1,22 \text{ KN.m}} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,6313 \times 1,22 = \mathbf{0,77 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0,0607 \times 9,26 \times 1,4^2 = \mathbf{1,10 \text{ KN.m}} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,7381 \times 1,10 = \mathbf{0,81 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigés en travée

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = \mathbf{1,04 \text{ KN.m}} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = \mathbf{0,65 \text{ KN.m}} \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = \mathbf{0,94 \text{ KN.m}} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = \mathbf{0,60 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

- Evaluation des moments corrigés en appuis

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_a^x = -0,3 \times M_0^x = -0,37 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -0,23 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_a^x = -0,3 \times M_0^x = -0,33 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,3 \times M_0^y = -0,24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Evaluation de l'effort tranchant :
$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,53 \times 1,4}{2} \times \frac{1,7^4}{1,4^4 + 1,7^4} = 5,52 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{11,53 \times 1,7}{2} \times \frac{1,4^4}{1,4^4 + 1,7^4} = 3,09 \text{ KN} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations de différents panneaux à l'ELU et L'ELS sont représentés dans les tableaux suivants :

Types	Sollicitations						
	ELU (KN.m)				ELS (KN.m)		
	$M_x^{\text{travée}}$	$M_y^{\text{travée}}$	M_a^{rive}	$V_x(\text{KN})$	$M_x^{\text{travée}}$	$M_y^{\text{travée}}$	M_a^{rive}
D 1	/	/	-26,91	25,46	/	/	-19,74
D 2	/	/	-14,58	19,54	/	/	-9,29
D 3	/	/	-9,38	15,63	/	/	-5,95
D 5	1,04	0,65	-0,37	5,52	0,94	0,60	-0,33

Tableau III.10. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.

3.4. Ferrailage du panneau :

A. En travée :

Données : Section $(b \times e) = (1\text{ml} \times 0,14)\text{m}^2$.

F.S, FPN ; $c = 2\text{cm}$; $d = 12\text{cm}$; $M_t^x = 1,04 \text{ KN.m}$; $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$

Selon X-X :

$$\mu_{bu} = 0,0071 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{Mpa} \end{cases}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,390 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0,0091 \Rightarrow z = 0,118 \text{ m} \Rightarrow \text{D'ou } A_t^x = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 0,25 \text{ cm}^2.$$

Selon Y-Y :

$$M_t^y = 0,65 \text{ KN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,0037 \Rightarrow \alpha = 0,0045 \Rightarrow z = 0,118 \Rightarrow A_t^y = 0,16 \text{ cm}^2.$$

✓ Condition de non fragilité :

$$\text{Pour } \left\{ \begin{array}{l} \rho > 0.75 \\ e \geq 14\text{cm} \end{array} \right. \rho_0 = \left\{ \begin{array}{l} 0.0006 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E500. \\ 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour acier } f_e E400 \\ 0.0012 \dots \dots \dots \text{pour acier ronds lisses} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Pour notre cas } \rho_0 = 0.0008$$

$$A_{tx}^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e = A_{tx}^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2. \quad A_{ty}^{\min} = \rho_0 \times b \times e = A_{ty}^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2.$$

On remarque que $A_t^{\min} \geq A_t$ donc on ferraille avec $A_{tx}^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2$ et $A_{ty}^{\min} = 1,12 \text{ cm}^2$.

✓ Choix des armatures :

Selon X-X : Soit $A_t^{\text{Opté}} = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

Selon Y-Y : Soit $A_t^{\text{Opté}} = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ Espacement S_t :

Parallèle à l_x : $S_t \leq \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow 25 \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

Parallèle à l_y : $S_t \leq \min(4 \times e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow 25 \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Vérifiée.

B. En appui : ($M_a^x = -0,37 \text{ KN.m}$)

$$\mu_{bu} = 0,0023 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \Rightarrow \alpha = 0,0034 \Rightarrow z = 0,119 \text{ m} \Rightarrow A_a^x = A_a^y = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = 0,10 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{ax}^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e = 1,26 \text{ cm}^2 > A_a^x \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{ax}^{\min} = 1,26 \text{ cm}^2.$$

✓ Choix des armatures :

$$\emptyset_{\text{opté}} \leq \frac{e}{10} = \frac{14}{10} = 1,4 \text{ cm}.$$

Soit $A_a^{\text{Opté}} = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ Espacement S_t :

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} \emptyset_{\text{opté}} = 0,8 \text{ cm} < 1,4 \text{ cm} \dots \text{vérifiée} \\ S_t \leq \min(3 \times e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow 25 \leq 33 \text{ cm} \dots \text{vérifiée} \end{array} \right. \Rightarrow \text{on peut opter ce choix}$$

C. Vérifications nécessaires :

➤ Vérifications à L'ELU :

☑ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = \frac{5,52 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,046 \text{ Mpa} < 1,17 \text{ Mpa} \dots \text{vérifiée}$$

☑ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis l'effort tranchant :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = 0,18 \Rightarrow A_l = 4,02 > 0,21 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérifications à l'ELS :**

☑ **Vérification des contraintes :**

La dalle D5 se trouve à l'intérieur, alors la vérification d'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire, donc on doit vérifier uniquement la contrainte dans le béton.

○ **Etat limite de compression du béton :**

- **En travée :** ($M_t^x = 0,94 \text{ KN.m}$, $M_t^y = 0,60 \text{ KN.m}$, $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$X - X : 50y^2 + 30,15y - 361,8 = 0 \Rightarrow y = 2,41 \text{ cm}$$

$$Y - Y : 50y^2 + 30,15y - 331,65 = 0 \Rightarrow y = 2,29 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$X - X : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 3239,42 \text{ cm}^4$$

$$Y - Y : I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 2687,60 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Selon X - X: } \sigma_{bc} = \frac{0,94 \times 10^3}{3239,42} \times 2,41 = 0,70 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.} \\ \text{Selon Y - Y: } \sigma_{bc} = \frac{0,6 \times 10^3}{2687,6} \times 2,29 = 0,51 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

- **En appui :** ($M_a^x = -0,33 \text{ KN.m}$, $A_t = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow 50y^2 + 30,15y - 361,8 = 0 \Rightarrow y = 2,41 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 3239,42 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0,25 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

☑ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \Rightarrow \begin{cases} X - X: 0,093 \\ Y - Y: 0,07 \end{cases} \geq 0,0425 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ (2) \dots \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \begin{cases} X - X: 0,0017 \\ Y - Y: 0,0018 \end{cases} \leq 0,005 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ (3) \dots l < 8 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} X - X: 1,4 \\ Y - Y: 1,7 \end{cases} \leq 8 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Les résultats de calcul de ferrailage et ces vérifications à l'ELU et l'ELS sont représentés dans les tableaux suivants :

Types	Sens	M (KN. m)	μ_{bu}	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
D1	X-X	-26,91	0,132	0,113	6,84	1,45	9HA10 St=11
D2	X-X	-14,58	0,071	0,115	3,62	1,45	5HA10 St=20
D3	X-X	-9,38	0,046	0,117	2,30	1,45	5HA8 St=20

Tableau III.11. Le calcul de ferrailage des panneaux.

Calcul des armatures de répartitions pour : **D1 = 7,07/4 = 1,76** \Rightarrow **4HA8 = 2,01 cm²**
D2 = 3,93/4 = 0,98 \Rightarrow **3HA8 = 1,51 cm²**
D3 = 2,51/4 = 0,62 \Rightarrow **3HA8 = 1,51 cm²**

Vérifications	Rupture par cisaillement (MPA) $\tau_u = Vu/b * d \leq \bar{\tau}_u = 0,7 f_{c28}/\gamma_b$				Armatures longitudinales aux appuis (cm ²)	
	V (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Obs	$A_l > \frac{Vu \times \gamma_s}{f_e}$	Obs
D1	25,46	0,212	1,17	Vérifiée	0,73	Vérifiée
D2	19,54	0,163	1,17	Vérifiée	0,56	Vérifiée
D3	15,63	0,130	1,17	Vérifiée	0,45	Vérifiée

Tableau III.12. Les vérifications nécessaires à l'ELU.

Panneau	M_{Ser} (KN. m)	A_s (Cm ²)	Y (m)	I (Cm ⁴)	$\sigma \leq \sigma_{adm}$ (Mpa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Obs
D1	-19,74	7,08	4,09	8915,93	9,05 ≤ 15	Vérifiée	FPN	Vérifiée
D2	-9,29	3,93	3,22	6657,23	5,29 ≤ 15	Vérifiée	183,78 ≤ 201,63	Vérifiée
D3	-5,95	2,51	2,68	3912,05	4,08 ≤ 15	Vérifiée	198,56 ≤ 201,63	Vérifiée

Tableau III.13. Les vérifications nécessaires à l'ELS.

Types	$\frac{e}{l}$	$\max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right)$	Obs	$\frac{A_t}{b \times d}$	$\frac{2}{f_e}$	Obs
D1	0,093	0,0425	Vérifiée	0,00589	0,005	Non vérifiée
D2	0,093	0,0425	Vérifiée	0,0033	0,005	Vérifiée
D3	0,116	0,0425	Vérifiée	0,0021	0,005	Vérifiée

Tableau III.14. Evaluation de la flèche.

Le tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche de la dalle D1.

Paramètre	Moment (KN.m)			Contrainte (Mpa)			Les flèches (mm)				La condition
	M_g^{Ser}	M_j^{Ser}	M_p^{Ser}	σ_{st}^g	σ_{st}^j	σ_{st}^p	f_{gv}	f_{ji}	f_{pi}	f_{gi}	$f \leq f_{adm}$
D1	18,07	13,20	19,76	240,47	175,66	262,95	3,87	1,33	2,40	2,11	$2,83 \leq 3$ Vérifier

Tableau III.15. Vérification de la flèche à l'ELS.

Les armatures supérieures des dalles sont des chapeaux d'une longueur de l_1 calculé comme suit :

$$l_1 = \begin{cases} \max\left(l_a; \frac{l}{5}\right) & \text{travée intermédiaire.} \\ \max\left(l_a; \frac{l}{4}\right) & \text{travée de rive.} \end{cases} \quad \text{Avec: } \begin{cases} l: & \text{la longueur de la dalle dans le sens considéré} \\ l_a: & \text{c'est la longueur d'ancrage.} \end{cases}$$

$$l_a = \begin{cases} 0.4 \times l_s & \text{pour les acier HA.} \\ 0.6 \times l_s & \text{pour les acier RL.} \end{cases} \quad \text{avec } l_s = \begin{cases} 40\phi & \text{pour les HA.} \\ 50\phi & \text{pour les RL.} \end{cases}$$

Pour notre projet, nous avons que des HA ; le calcul des chapeaux est résumé dans le tableau suivant :

Panneau	Sens	l_s (cm)	l_a (cm)	l (cm)	l_1 (cm)	$l_{opté}$ (cm)
D2	XX	32	12.8	150	32	65 + 25 d'ancrage
	YY	32	12.8	200	40	70 + 25 d'ancrage
D3	XX	32	12.8	120	32	65 + 25 d'ancrage
	YY	32	12.8	290	58	90 + 25 d'ancrage
D5	X-X	32	12,8	140	32	65 + 25 d'ancrage
	Y-Y	32	12,8	170	34	65 + 25 d'ancrage

Tableau III.16. Longueurs des chapeaux des panneaux de dalle.

3.5. Schémas de ferrailage :

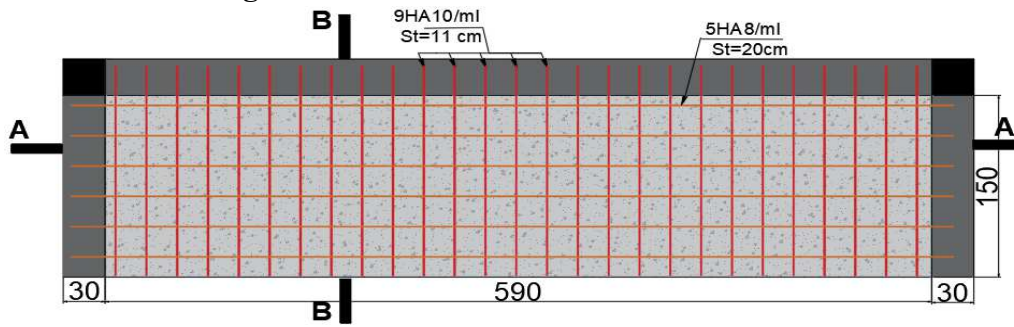


Figure III.7. Schéma de ferrailage du panneau D1.

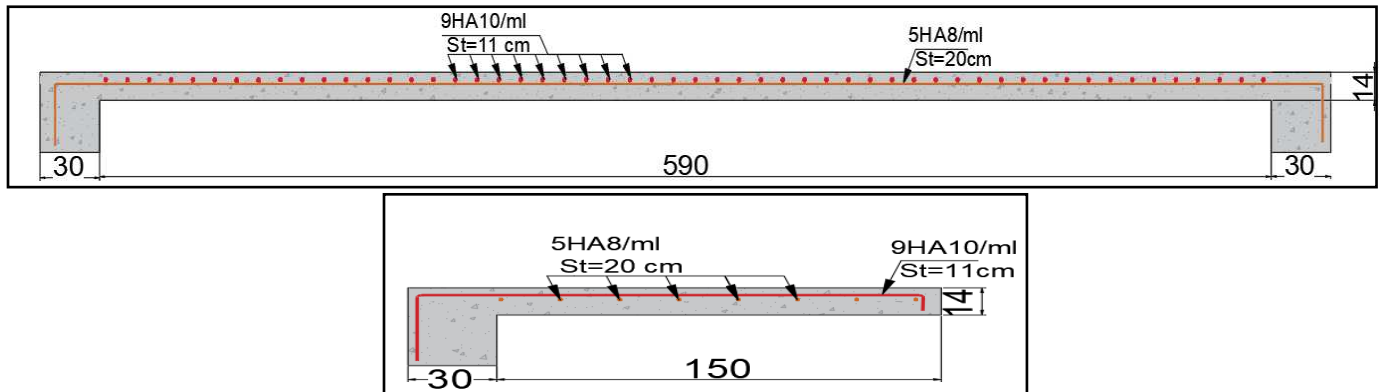


Figure III.8. Coupe A-A et B-B pour D1.

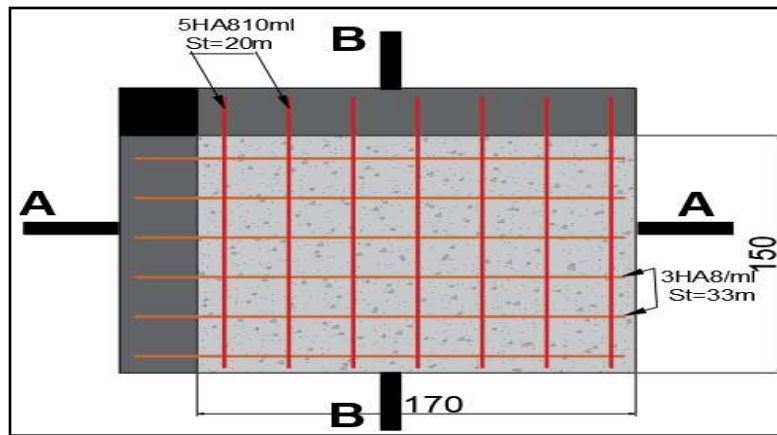


Figure III.9. Schéma de ferrailage du panneau D2.

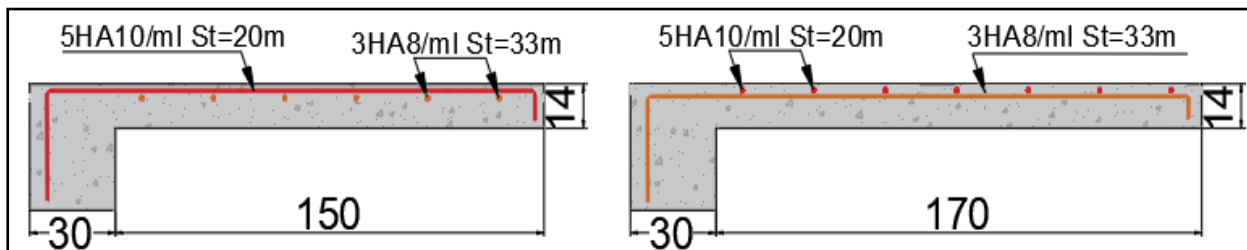


Figure III.10. Coupe A-A et B-B D2.

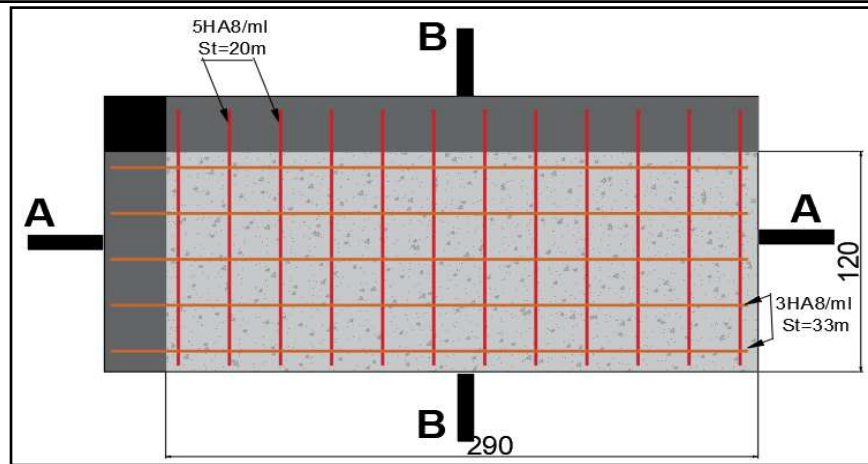


Figure III.11. Schéma de ferrailage du panneau D3.

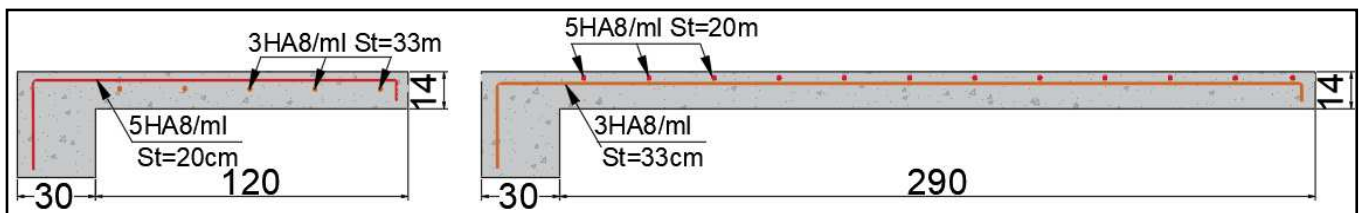


Figure III.12. Coupe A-A et B-B D3.

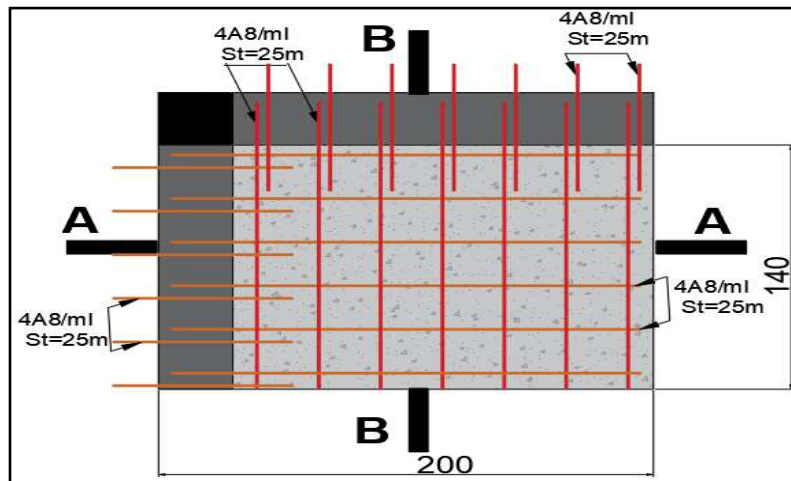


Figure III.13. Schéma de ferrailage du panneau D5.

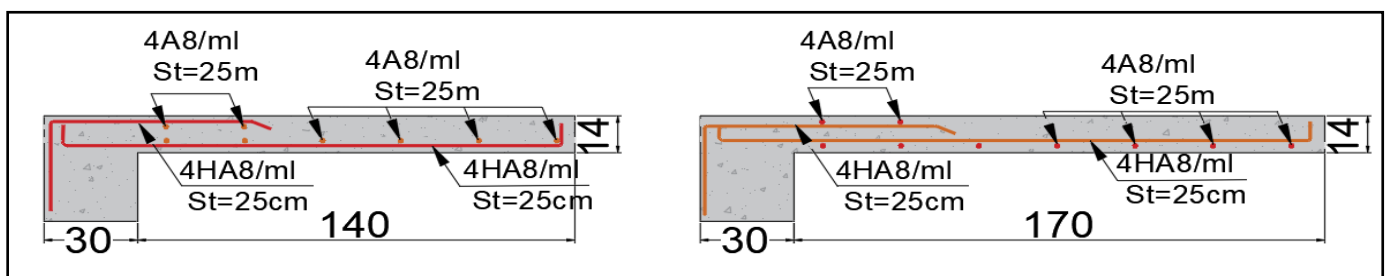


Figure III.14. Coupe A-A et B-B D5.

4. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur h (avec $h = e = 18\text{cm}$). Le dimensionnement et le poids revenant à l'escalier sont calculés au chapitre II. Notre étude sera faite seulement pour l'escalier le plus défavorable (RDC) car ils sont presque et le ferrailage opté à la fin sera le même pour les escaliers des étages courants.

4.1. Etude de la partie A-B :

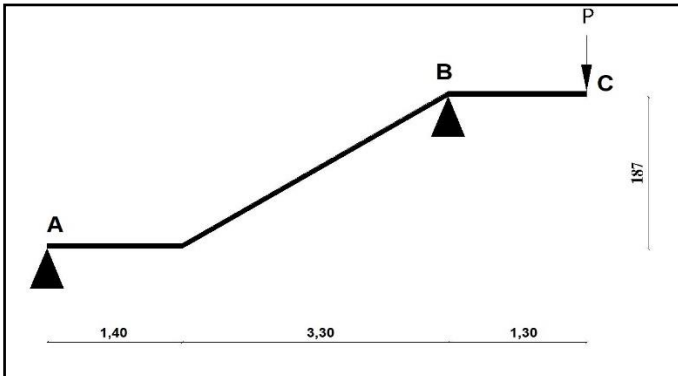


Figure III.15. Coupe en élévation de l'escalier

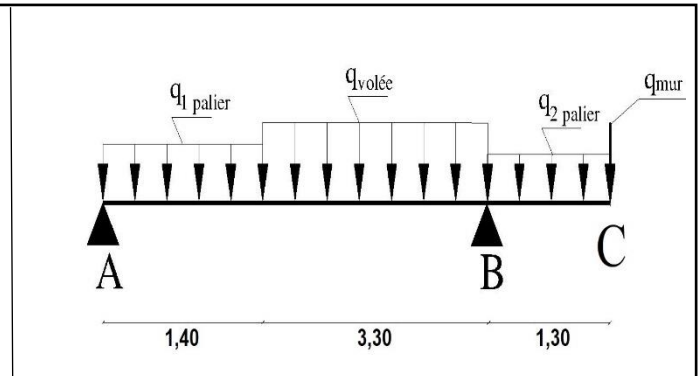


Figure III.16. Schéma Statique de l'escalier.

4.1.1. Evaluation des charges :

Volée :

$$G^v = 8,53 \text{ KN/m}^2 ; Q^v = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_v^u = (1,35G^v + 1,5Q^v) \times 1\text{ml} = 15,26 \text{ KN/ml} \\ q_v^s = (G^v + Q^v) \times 1\text{ml} = 11,03 \text{ KN/ml} \end{cases} ; \begin{cases} q_{p1}^u = (1,35G^{p1} + 1,5Q^{p1}) \times 1\text{ml} = 11,66 \text{ KN/ml} \\ q_{p1}^s = (G^{p1} + Q^{p1}) \times 1\text{ml} = 8,36 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Palier 1 :

$$G^{p1} = 5,86 \text{ KN/m}^2 ; Q^{p1} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

On a une ouverture de $(2,95 \text{ m} \times 1,96 \text{ m})$ donc la hauteur du mur est de 0,79.

Palier 2 :

$$G^{p2} = 5,76 \text{ KN/m}^2 ; Q^{p2} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_{p2}^u = (1,35G^{p2} + 1,5Q^{p2}) \times 1\text{ml} = 11,53 \text{ KN/ml} \\ q_{p2}^s = (G^{p2} + Q^{p2}) \times 1\text{ml} = 8,26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Mur :

$$G^{\text{mur}} = g^{\text{mur}} \times H^{\text{mur}} \times 1 = 2,22 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} q_{\text{mur}}^u = 1,35G^{\text{mur}} = 3 \text{ KN} \\ q_{\text{mur}}^s = G^{\text{mur}} = 2,22 \text{ KN} \end{cases}$$

4.1.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations de cette partie se fait par la méthode RDM classique :

➤ Calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F/y = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = 1,40 q_{\text{palier 1}} + 1,30 q_{\text{palier 2}} + 3,30 q_{\text{volée}} + q_{\text{mur}}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B = \begin{cases} \text{ELU : } R_B = 56 \text{ KN.} \\ \text{ELS : } R_B = 40,42 \text{ KN.} \end{cases} \quad \sum M/B = 0 \Leftrightarrow R_A = \begin{cases} \text{ELU : } R_A = 28,67 \text{ KN.} \\ \text{ELS : } R_A = 20,64 \text{ KN.} \end{cases}$$

➤ Calcul des Sollicitations :

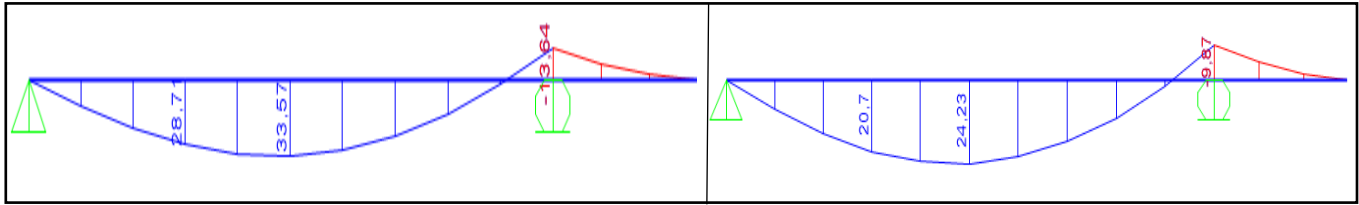


Figure III.17. Diagramme des moments à ELU et à ELS.

Les résultats obtenus dans ce tableau sont obtenus à partir de logiciel **SAP 2000** :

- ✓ Le moment en travée et en appui sont les moments isostatiques corrigés avec des facteurs pour prendre en considération que les appuis ne sont pas des encastres parfaits : $\begin{cases} M_t = 0,75 M_0 \\ M_a = -0,5 M_0 \end{cases}$

Appuis	ELU				ELS				V ^{max} (KN)
	Réaction (KN)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	Réaction (KN)	M ₀ (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	
A	28,67	33,57	25,18	-16,78	20,64	24,23	18,17	-12,11	38,01
B	56				40,42				

Tableau III.17. Les Sollicitations dans la partie A-B de l'escalier

4.1.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple avec M_t max et M_a max pour une section (b × e) = (1m × e).

➤ En travée :

Données : Section (b × h) = (1ml × 0,18m)

M_t^u = 25,18 KN.m ; F.S ; FPN ; d = 0,16 m ; f_e400 f_{c28} = 25Mpa

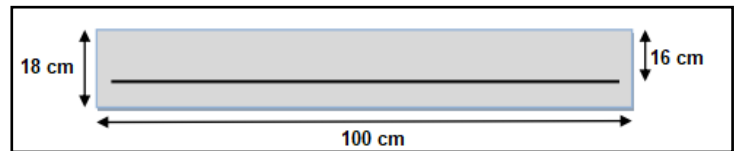


Figure III.18. Section droite de l'escalier à ferrailer

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16^2 \times 14,2} = 0,069 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \Rightarrow A' = 0 \text{ et } f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0898 \Rightarrow Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,154 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^u}{f_{st} \times Z} = \frac{25,18 \times 10^{-3}}{348 \times 0,154} = 4,69 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

▪ Condition de non fragilité :

$$A_{min}^t = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,932 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_t = 4,69 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \text{On ferraille avec } A_t$$

▪ Choix des armatures :

Soit A = 6HA10 = 4,71 cm²/ml avec St = 16,5 cm < min (3e; 33cm) = 33cm ... OK

▪ **Armatures de répartitions :**

On a que des charges répartie donc : $A_{\text{ripar}} = \frac{A_t}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Soit $A_t^{\text{répar}} = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 33 \text{ cm} < \min(4e; 45) = 45\text{cm} \dots$ Vérifiée

➤ **En Appui ($M_a^u = -16,78 \text{ KN.m}$) :**

$$\mu_{\text{bu}} = 0,046 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,059 \\ Z = 0,156 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a = \frac{M_a^u}{f_{\text{st}} \times Z} = 3,08 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^a = 1,932 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Choix des armatures :**

Soit $A_a = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25 \text{ cm} < \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots$ vérifiée

▪ **Armatures de répartitions :**

$$A_{\text{ripar}} = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Soit $A_a^{\text{répar}} = 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 33\text{cm} < \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots$ vérifiée

4.1.4. Vérifications nécessaires :

➤ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérifications de l'effort tranchant :**

$$V^{\text{max}} = 38,01 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\text{max}}}{b \times d} = 0,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ MPa}.$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

➤ **Vérifications à l'ELS :**

✓ **Vérifications des contraintes :**

La FPN \Rightarrow La vérification d'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

☑ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifiée : $\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Positon	Moment (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	18,17	4,1	12302,11	6,056	6,056 < 15	Observé
Appui	-12,11	3,44	8787,11	4,74	4,74 < 15	Observé

Tableau III.18. Vérifications de l'état limite de compression du béton.

✓ Vérifications de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$\begin{cases} (1) \dots \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0}\right) \\ (2) \dots \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ (3) \dots l \leq 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (1) \dots 0,036 < 0,0375 \dots \text{n'est pas vérifiée} \\ (2) \dots 0,0029 < 0,005 \dots \text{Vérifiée} \\ (3) \dots l = 4,7 \text{ m} < 8m \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

La 1^{ère} condition n'est pas observée ; donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La condition à vérifier est : $f \leq f_{adm}$ Avec :
$$\begin{cases} f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \\ f_{adm} = 1/500 \text{ car } l \leq 5m \end{cases}$$

Pour calculer la flèche on doit suivre les étapes suivantes :

✓ Calcul des moments sous g ; j et p

g : l'ensemble des charges permanentes.

J : l'ensemble des charges permanentes sans revêtement.

P : l'ensemble des charges appliquées (permanentes et d'exploitations).

A connaître: Volée:
$$\begin{cases} g = 8,53 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revêtement}} = 7,1 \text{ KN/m}^2 \\ p = G + Q = 11,03 \text{ KN/m}^2 \end{cases} ; \text{le Palier 1: } \begin{cases} g = 5,86 \text{ KN/m}^2 \\ j = 4,5 \text{ KN/m}^2 \\ p = 8,36 \text{ KN/m}^2 \end{cases} .$$

le Palier 2:
$$\begin{cases} g = 5,76 \text{ KN/m}^2 \\ j = 3,5 \text{ KN/m}^2 \\ p = 8,26 \text{ KN/m}^2 \end{cases} .$$

le mur :
$$\begin{cases} g = 2,22 \text{ KN/m}^2 \\ j = 1,69 \text{ KN/m}^2 \\ p = 2,22 \text{ KN/m}^2 \end{cases} .$$

On a $M_t^{\text{Ser}} = 0,75M_0 \Rightarrow M_0^{\text{Ser}} = \begin{cases} M_g^0 = 18,38 \text{ KN.m} \\ M_j^0 = 15,76 \text{ KN.m} \\ M_p^0 = 24,23 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{\text{Ser}} = \begin{cases} M_g^{\text{Ser}} = 13,78 \text{ KN.m} \\ M_j^{\text{Ser}} = 11,82 \text{ KN.m} \\ M_p^{\text{Ser}} = 18,17 \text{ KN.m} \end{cases} .$

✓ Calcul des modules de Young différées et instantanées :

$$\begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} \\ E_i = 3 \times E_v \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} E_v = 10818,87 \text{ Mpa} \\ E_i = 32456,59 \text{ Mpa} \end{cases}$$

✓ Calcul de coefficient λ :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i \end{cases} \text{ Avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = 0,294 \% \Rightarrow \begin{cases} \lambda_i = 7,13 \\ \lambda_v = 2,85 \end{cases}$$

✓ Calcul des σ_{st} :

On a : $y = 4,1 \text{ cm}$ et $I = 12301,11 \text{ cm}^4$

$$(I) : \frac{b}{3}y^3 - (b - b_0) \times \frac{(y-e)^3}{3} + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 12301,11 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times \frac{M_g^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^j = 15 \times \frac{M_j^{Ser}}{I} (d - y) \\ \sigma_{st}^p = 15 \times \frac{M_p^{Ser}}{I} (d - y) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 199,93 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^j = 171,49 \text{ MPA} \\ \sigma_{st}^p = 263,63 \text{ MPA} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Calcul de } \mu : \mu = \begin{cases} \mu_g = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) \\ \mu_j = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) \\ \mu_p = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_g = 0,856 \\ \mu_j = 0,835 \\ \mu_p = 0,889 \end{cases}$$

✓ Calcul de Y_G et I_0

$$(Y_G) \dots Y_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 9,26 \text{ cm}$$

$$(I_0) \dots I_0 = \frac{b}{3}Y_G^3 + \frac{b_0}{3} \times (e - Y_G)^3 - (b - b_0) \times \frac{(Y_G - e)^3}{3} + 15A \times (d - Y_G)^2 = 51931,10 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés "I_f" et les flèches "f" :

$$I_f : \begin{cases} I_f^{gv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 16583,95 \text{ cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 8210,09 \text{ cm}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 7779,69 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8032,80 \text{ cm}^4 \end{cases} \Rightarrow f : \begin{cases} f_{gv} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_f^{gv}} = 16,96 \text{ mm} \\ f_{ji} = \frac{M_j^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^{ji}} = 9,79 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_p^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^{pi}} = 15,89 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_g^{ser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_f^{gi}} = 11,67 \text{ mm} \end{cases}$$

$$(f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 11,39 \text{ mm} > f_{adm} = 9,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{la flèche n'est pas vérifiée.}$$

Solutions : Pour satisfaire la flèche soit on augmente la section d'acier A_t comme première solution ou bien on redimensionne l'escalier (augmenter l'épaisseur). Après l'augmentation de la section d'armature on a trouvé que pour vérifier la flèche il faut une section d'acier de $8HA10 = 6,28 \text{ cm}^2$, $\Rightarrow A_a^{répar} = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$. Après tout le calcul on a obtenu les résultats suivants :

$f_{gv}(\text{mm})$	$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$	$f_{adm}(\text{mm})$	Observation
13,69	7,56	12,23	8,99	9,37	9,4	Vérifiée

Tableau III.19. Résultats de la vérification de la flèche de l'escalier.

4.2. Etude de la partie B-C :

Les charges sont mentionnées dans la partie A-B donc on calcule directement les sollicitations.

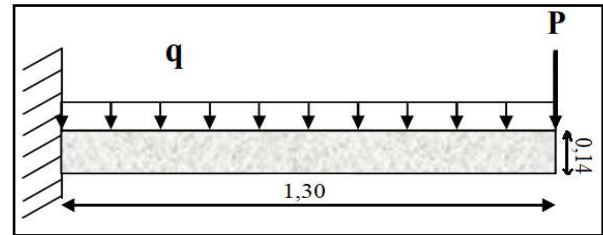


Figure III.19. Schéma Statique du palier (console).

4.2.1. Calcul des sollicitations :

Ce type se calcule comme une console

➤ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_u = -\left(\frac{q_u \times l^2}{2} + P_u \times l\right) = -\left(\frac{11,53 \times 1,30^2}{2} + 3 \times 1,30\right) \Rightarrow M_u = -13,64 \text{ KN.m} \\ M_s = -\left(\frac{q_s \times l^2}{2} + P_s \times l\right) = -\left(\frac{8,26 \times 1,30^2}{2} + 2,22 \times 1,30\right) \Rightarrow M_s = -9,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant :** $V_u = q_u \times l + P_u = 11,53 \times 1,30 + 3 = 17,99 \text{ KN.}$

4.2.2. Calcul de ferrailage :

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ² /ml)	A choisit (cm ² /ml)	A répartition (cm ² /ml)
13,64	0,066	0,086	0,115	3,39	1,50	5HA10 =3,93	3HA8 =1,51

Tableau III.20. Résultats de ferrailage.

4.2.3. Vérifications nécessaires :

✓ **Vérification de l'espacement :**

$$\begin{cases} S_t = 20 \leq \min(2e ; 20 \text{ cm}) = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ S_t = 33 \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

✓ **Vérifications de l'effort tranchant :**

$$V^{\max} = 17,99 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{\max}}{b \times d} = 0,150 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,17 \text{ MPa.}$$

Donc, nous n'avons pas besoin de mettre des armatures transversales.

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

La FPN \Rightarrow La vérification d'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire, donc on vérifie uniquement la contrainte dans le béton.

☑ **Etat limite de compression du béton :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Positon	Moment (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Appui	-9,87	3,22	5657,23	5,618	5,618 < 15	Observé

Tableau III.21. Vérifications de l'état limite de compression du béton.

✓ Vérifications de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \\ (2) \dots \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \\ (3) \dots l \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (1) \dots 0,107 \geq 0,05 \dots \text{Vérifiée} \\ (2) \dots 0,0032 < 0,005 \dots \text{Vérifiée} \\ (3) \dots l = 1,3 m < 8m \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que les conditions sont observées.

4.3.Schémas de ferrailage :

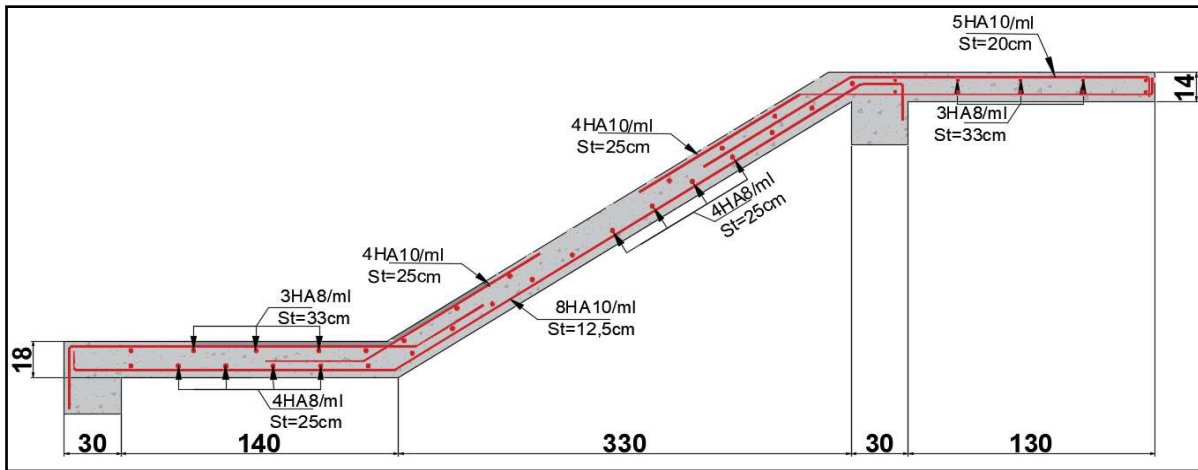


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier A-B et B-C.

5. Etude de la poutre palier :

5.1.Pré dimensionnement de la poutre palière :

C'est un élément porteur horizontal en béton armé, qui a pour rôle de supporter le palier de l'escalier, et le transmettre aux poteaux. Le pré dimensionnement de cette poutre revient à déterminer (b × h).

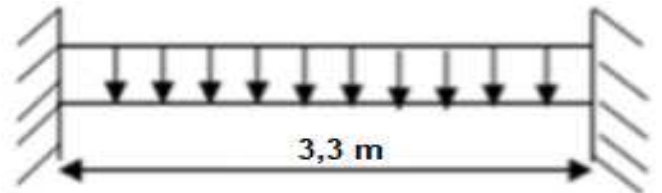


Figure III. 21. Schéma statique de la poutre palière.

D'après la condition de flèche définie par le BAEL91.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

5.2. Définition des charges :

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,30 = 2,625 \text{ KN/m}$.
- Charge transmise de la palliase : $R_B = \begin{cases} \text{ELU} : R_B = 56 \text{ KN.} \\ \text{ELS} : R_B = 40,42 \text{ KN.} \end{cases}$
- Charge d'exploitation : $q_0 = 2,5 \times b = 0,75 \text{ KN/m}$.
- Moment de torsion $M_{\text{torr}} = M_B \times l/2$ provoqué par la flexion de la palliase.

5.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul à la flexion simple : $q = \begin{cases} \text{ELU} : q_u = 1,35 \times g_0 + R_B + 1,5 \times q_0 = 60,67 \text{ KN.} \\ \text{ELS} : q_s = g_0 + R_B + q_0 = 43,79 \text{ KN.} \end{cases}$

- Les moments : $q = \begin{cases} \text{ELU} : M_u^0 = \left(\frac{q_u \times l^2}{8}\right) = \left(\frac{60,67 \times 3,6^2}{8}\right) = 98,28 \text{ KN. m.} \\ \text{ELS} : M_s^0 = \left(\frac{q_s \times l^2}{8}\right) = \left(\frac{43,79 \times 3,6^2}{8}\right) = 70,95 \text{ KN. m.} \end{cases}$

travée = $\begin{cases} \text{ELU} : M_t = 0,85M_u^0 = 83,54 \text{ KN. m} \\ \text{ELS} : M_t = 0,85M_s^0 = 60,31 \text{ KN. m} \end{cases}$ appui = $\begin{cases} \text{ELU} : M_t = -0,5M_u^0 = -49,14 \text{ KN. m} \\ \text{ELS} : M_t = -0,5M_s^0 = -35,47 \text{ KN. m} \end{cases}$

- L'effort tranchant : $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 60,67 \times 3,6/2 = 109,21 \text{ KN}$

A. Calcul à la torsion :

- Le moment de torsion : $M_{\text{torr}} = M_B \times l/2 = 16,78 \times \frac{3,6}{2} = 30,20 \text{ KN. m}$.

M_B : Moment en appui B obtenu lors du calcul de la partie (A-B).

Remarque : Avant de faire le calcul de ferrailage, nous allons commencer de vérifier en premier l'effort tranchant à la flexion + la torsion, car cette vérification est très exigeante ; c'est-à-dire la section de la poutre palier peut être augmentée.

5.4. Vérification de l'effort tranchant :

☑ A la flexion simple : Données: $V^u = 109,21 \text{ KN}$; $b = 30 \text{ cm}$, $d = 33 \text{ cm}$; FPN

Selon le BAEL Art A.5.1, 1 et Art.5.1, 211, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V^u}{b \times d} = \frac{109,21 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 1,103 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa (FPN)} \end{cases} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \text{vérifiée.}$$

☑ A la torsion :

Le BAEL (A.5.4 ,3), exige que : $\sqrt{\tau_{\text{flex}}^2 + \tau_{\text{tor}}^2} \leq \bar{\tau}$ Avec : $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$.

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} \text{ avec } \begin{cases} e = \frac{\varphi}{6} \text{ et } \varphi = \min(b; h) = 30 \text{ cm.} \\ \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.} \\ \Omega = (b - e)(h - e) = 750 \text{ cm}^2. \end{cases} \Rightarrow \tau_{\text{tor}} = \frac{30,20 \times 10^{-3}}{2 \times 0,075 \times 0,05} = 4,02 \text{ Mpa.}$$

Finalement : $\sqrt{1,103^2 + 4,02^2} = 4,17\text{Mpa} > \bar{\tau} = 3,33\text{Mpa} \Rightarrow$ redimensionnement de la poutre

Après plusieurs tentatives de satisfaire la condition de la torsion, nous avons opté pour une section de $(b \times h) = (30 \times 45)\text{cm}^2$.

Le calcul des nouveaux chargements et le calcul des sollicitations sont représentés dans les tableaux qui suivent :

Sollicitations	Chargements (KN/ml)		Moment à la flexion (KN. m)						M_{tor} KN. m	V (KN)
	Pu	Ps	M_0		M_t		M_a			
			ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS		
	61,68	44,55	99,92	72,17	84,93	61,34	-49,96	-36,08	30,20	110,84

Tableau III.22. Sollicitation dans la poutre palière après l'augmentation de ces dimensionnes

La vérification de l'effort tranchant après le redimensionnement de la poutre palier est résumée dans le tableau suivant :

Poutre palière (45*30) cm ²	Vérification à la F.S $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPA)			Vérification à la torsion $\sqrt{\tau_{flex}^2 + \tau_{tor}^2} \leq \bar{\tau}$ (MPA)			
	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation	τ_{tor}	$\sqrt{\tau_{flex}^2 + \tau_{tor}^2}$	$\bar{\tau}$	Observation
		0,86	3,33	Observée	3,02	3,14	3,33

Tableau III.23. Vérification de l'effort tranchant dans la poutre après le redimensionnement.

5.5.Calcul de ferrailage :

5.5.1. Ferrailage longitudinal :

A. A la flexion simple :

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Position	M_u (KN. M)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{\text{calculée}}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)
En travée	84,93	0,107	0,142	0,405	6,01	1,55
En appui	49,96	0,063	0,082	0,415	3,45	1,55

Tableau III.24. Ferrailage longitudinale de la poutre palière à la flexion simple.

B. A la torsion :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times u \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \text{ avec } u: \text{périmètre} = 2[(b - e) + (h - e)] = 1,3\text{m}$$

$$A_l^{tor} = \frac{30,20 \times 10^{-3} \times 1,3 \times 1,15}{2 \times 0,1 \times 400} = 5,64 \text{ cm}^2.$$

5.5.2. Ferrailage transversal :**A. A la flexion simple :**

Pour calculer A_{tr}^{flex} , on doit fixer $S_t = 15\text{cm}$

Le ferrailage transversal à la F.S se détermine à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 15\text{cm} \leq \min(0,9 \times d, 40\text{cm}) = 34,2\text{cm} \\ S_t \leq \frac{A_{tr}^{flex} \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow A_{tr}^{flex} \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} \Rightarrow A_{tr}^{flex} \geq 0,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_{tr}^{flex} = 0,45 \text{ cm}^2 \\ \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \times b \times S_t}{0,8 \times f_e} = 0,32 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

B. A la torsion :

$$A_{tr}^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{30,20 \times 10^{-3} \times 0,15 \times 1,15}{2 \times 0,1 \times 400} \Rightarrow A_{tr}^{tor} = 0,65 \text{ cm}^2.$$

5.6. Le ferrailage global :

$$\text{Soit } \left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures longitudinales : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Travée} \dots A_t = A_t^{F.S} + \frac{A_l^{torsion}}{2} = 8,83 \text{ cm}^2 \\ \text{Appui} \dots A_a = A_a^{F.S} + \frac{A_l^{torsion}}{2} = 6,27 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \\ \text{Armatures Transversales: } A_{tr} = A_{tr}^{flex} + A_{tr}^{tor} = 1,1 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée: } A_t = 3\text{HA14 filantes} + (2\text{AH14} + 1\text{HA12})\text{chapeaux} = 8,83 \text{ cm}^2 \\ \text{Appui: } A_a = (2\text{AH14} + 1\text{HA12}) \text{ filantes} + 2\text{HA12 chapeaux} = 6,47 \text{ cm}^2 \\ \text{Armatures transversales: } A_{tr} = 3\text{HA8 (cadre} + \text{épingle)} = 1,51 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

5.7. Vérifications nécessaires :**✚ Vérification à l'ELU :**

Vérification de l'effort tranchant : cette vérification était déjà faite.

Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

$$A_l \geq \gamma_s \times \frac{V}{f_e} = 1,15 \times \frac{110,84 \times 10^{-3}}{400} = 3,18 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 8,83 + 6,47 = 15,3 \text{ cm}^2 > 2,79 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

✚ Vérifications à l'ELS :

☑ Vérification des contraintes :

• Etat limite d'ouverture des fissures :

La FPN ⇒ la vérification d'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

• Etat limite de compression du béton :

Positon	Moment (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	61,34	15,56	137401,56	6,94	6,94 < 15	Observé
Appui	36,08	13,75	109028,42	4,55	4,55 < 15	Observé

Tableau III.25. Vérifications de l'état limite de compression du béton pour la poutre palière.

☑ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \\ (2) \dots \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ (3) \dots l \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (1) \dots 0,125 \geq 0,085 \dots \text{Vérifiée} \\ (2) \dots 0,0068 < 0,0105 \dots \text{Vérifiée} \\ (3) \dots l = 3,6 \text{ m} < 8m \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire parce que les conditions sont observées.

5.8.Schémas de ferrailages :

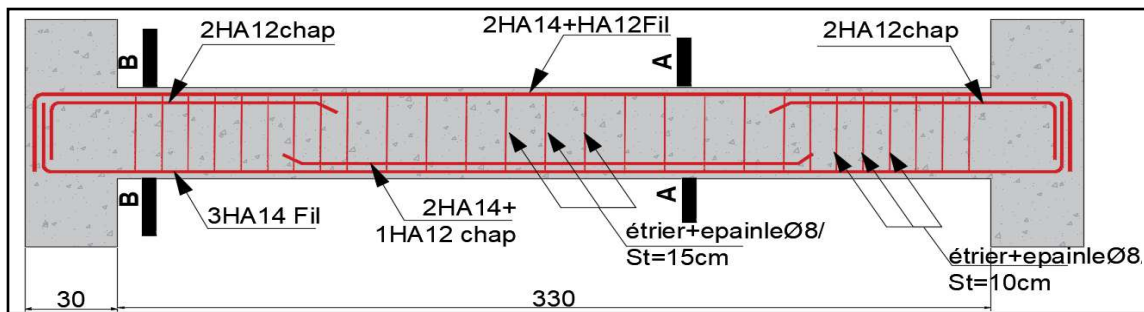


Figure III.22. Schémas de ferrailage de la poutre palière.

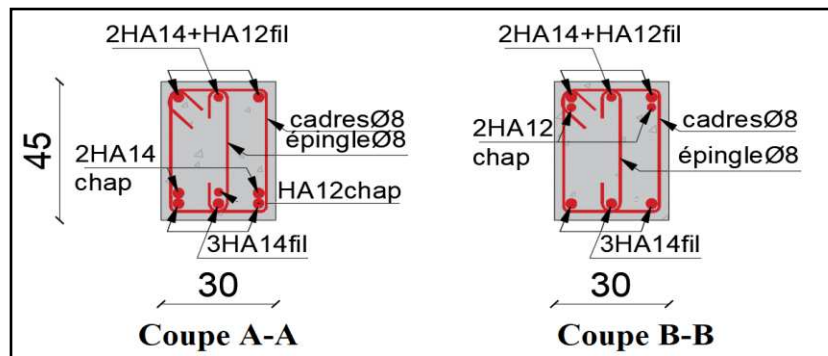


Figure III.23. Coupes transversales de la poutre palière.

Remarque : On adopte le même ferrailage que celui de l’escalier pour la volée située à la rentrée (passage pour les handicapés).

5. Etude de l’acrotère :

L’acrotère est un mur réalisé en béton armé, il est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son poids propre (G_0) ; une force sismique (f_p) et une charge d’entretien Q .

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d’encastrement pour une bande de 1 ml, avec type de fissuration préjudiciable et il se fait sous les combinaisons suivantes :

$$ELU : \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{cases} \quad ELS : \{G + Q$$

5.1. Evaluation de charge et surcharge :

- ❖ Le poids propre : il est déjà calculé dans le 2^{eme} chapitre Tableau II.10 : $G_0 = 2,63 \text{ KN/m}$.
- ❖ La force sismique F_p : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots RPA99 \text{ (Art 6.2.3)}$

Avec : $\begin{cases} A: \text{coefficient d'accélération} = 0,15 \text{ (Zone IIa)} \\ C_p: \text{Facteur de force horizontale} = 0,8 \text{ (éléments en console)} \\ W_p = G_0 = 2,63 \text{ KN/m} \end{cases}$

D’ou $F_p = 1,262 \text{ KN}$

- ❖ La charge d’entretien Q : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

5.2. Calcul des Sollicitations :

➤ Calcul du centre de gravité : $\begin{cases} X_c = \sum A_i \times X_i / \sum A_i \\ Y_c = \sum A_i \times Y_i / \sum A_i \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_c = 6,59 \text{ cm} \\ Y_c = 37,19 \text{ cm} \end{cases}$

L’acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2,63 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.M} \end{cases} \quad \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0,7 \text{ KN.M} \end{cases} \quad \begin{cases} N_{Fp} = 0 \text{ KN} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_c = 0,469 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations est résumé dans le tableau suivant :

Sollicitations	1,35G+1,5Q	G + Q ± E	G +Q
L’effort Normal N (KN)	$1,35 \times G_0 = 3,55$	$G_0 = 2,63$	$G_0 = 2,63$
Le moment M (KN.m)	$1,5 \times Q \times h = 1,05$	$Q \times h + F_p Y_c = 1,17$	$Q \times h = 0,7$

Tableau III.26. Les Sollicitation dans l’acrotère.

5.3. Ferrailage de l'acrotère :

La section est partiellement comprimée donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Après le calcul on a trouvé que l'acrotère elle est ferrillée avec le : $A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On apte le même ferrailage que les armatures de répartitions :

Soit $A = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $St = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 30\text{cm} \dots$ vérifiée

5.4. Schéma de Ferrailage :

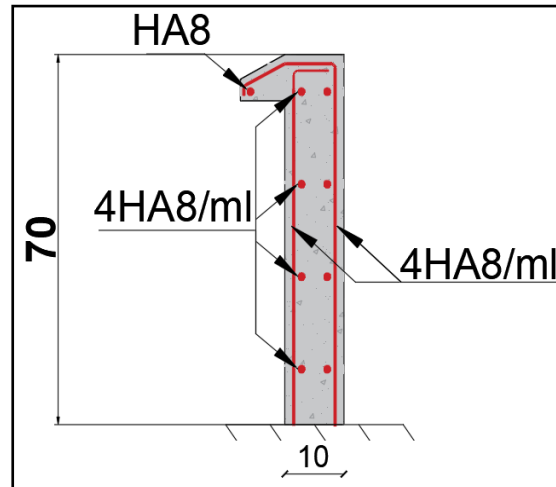


Figure III.24. Schémas de ferrailage de l'acrotère.

6. Poutre de chaînage :

6.1. Pré dimensionnement :

- Critère de la flèche BAEL91 :

$$L_{\max} = 360 - 30 = 330\text{cm.}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow 22 \leq h \leq 33\text{cm.}$$

- Exigences du RPA (Art 7.5.1) : $\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2$

7.2. Définition des charges :

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre
- Poids du la dalle pleine : dalle D5 et dalle ascenseur,
- Poids du plancher a corps creux
- Les charge d'exploitations.

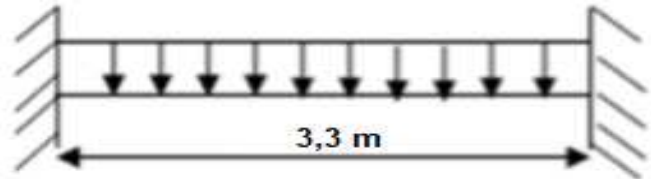


Figure III.25. Schéma statique de la poutre de chaînage.

7.3. Calcul des sollicitations :

❖ Calcul des moments isostatique :

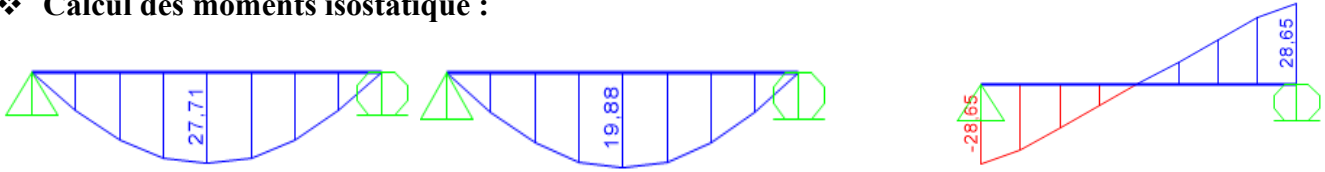


Figure III.26. Diagramme des moments à ELU et à ELS et l'effort tranchant.

❖ Calcul des moments corrigé :

$$\text{travée} = \begin{cases} \text{ELU : } M_t = 0,75M_u^0 = 20,33 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t = 0,75M_s^0 = 14,91 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{appui} = \begin{cases} \text{ELU : } M_t = -0,5M_u^0 = 13,85 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t = -0,5M_s^0 = 9,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

7.4. Calcul de ferrailage :

7.4.1. Ferrailage longitudinal :

La poutre de chaînage se ferraille à la flexion simple 30×30 , FPN, $d = 0,28$ m

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Position	M_u (KN. M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix d'armatures cm ²
En travée	20,33	0,0608	0,078	0,271	2,15	1,01	3HA10 = 2,36 cm ²
En appui	13,85	0,0414	0,052	0,274	1,45	1,01	3HA10 = 2,36 cm ²

Tableau III.27. Ferrailage longitudinale de la poutre de chaînage à la flexion simple.

7.4.2. Ferrailage transversal :

$$\phi_t \leq \min(h/35; b/10; \phi_1^{\min}) \Rightarrow \phi_t \leq \min(0,85 \text{ cm}; 3 \text{ cm}; 0,1 \text{ cm}) \Rightarrow \text{Soit } \phi_{\text{trans}} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{D'ou } A_{\text{trans}} = 1 \text{ cadre de } \phi_8 + 1 \text{ épingle } \phi_8 \Rightarrow A_{\text{trans}} = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

7.4.3. Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} (1) \dots S_{t1} \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) & \Rightarrow (1) \dots S_{t1} \leq 25,2 \text{ cm} \\ (2) \dots S_{t2} \leq \frac{A_{\text{trans}} \times f_e}{0,4 \times b} & \Rightarrow (2) \dots S_{t2} \leq 50,33 \text{ cm} \\ (3) \dots S_{t3} \leq A_{\text{trans}} \times \frac{0,8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{ij} \times K)} & \Rightarrow (3) \dots S_{t3} \leq -5,55 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } (K=1; \tau_u = V/b \times d = 0,34 \text{ Mpa}) \Rightarrow S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow \text{D'ou } S_t = 20 \text{ cm.}$$

7.5. Vérifications nécessaires :

❖ Vérifications à l'ELU :

☑ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ avec } \begin{cases} \tau_u = 0,34 \text{ Mpa.} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = 3,33\text{Mpa(FPN)}. \end{cases} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \text{vérifiée.}$$

☑ Vérification des armatures longitudinales A_l :

• Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} \Rightarrow A_l = 3\text{HA}12 + 3\text{HA}10 = 5,75 \text{ cm}^2 \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} = 0,82 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée.}$$

❖ Vérifications à l'ELS :

☑ Vérification des contraintes :

▪ Etat limite d'ouverture des fissures :

La FPN \Rightarrow la vérification d'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire

▪ Etat limite de compression du béton

Les résultats de cette vérification sont illustrés dans le tableau suivant :

Positon	Moment (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Observation
Travée	14,91	7,03	19041,11	5,50	5,50 < 15	Observé
Appui	9,94	7,03	19041,11	3,67	3,67 < 15	Observé

Tableau III.28. Vérification de l'état limite de compression du béton pour la poutre de chaînage.

☑ Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\begin{cases} (1) \dots h/l \geq M_t/10M_0 \\ (2) \dots A_t/(b \times d) \leq 4,2/f_e \\ (3) \dots l \leq 8m \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (1) \dots 0,083 > 0,075 \dots \text{vérifiée} \\ (2) \dots 0,0028 < 0,0105 \dots \text{vérifiée} \\ (3) \dots 3,6 \text{ m} < 8\text{m} \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

7.6. Schémas de ferrailages :

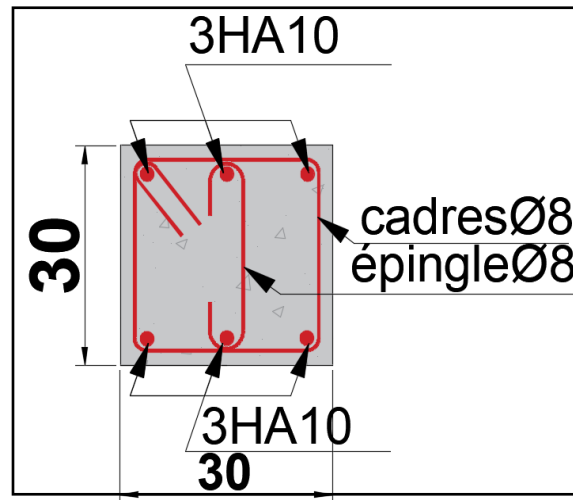
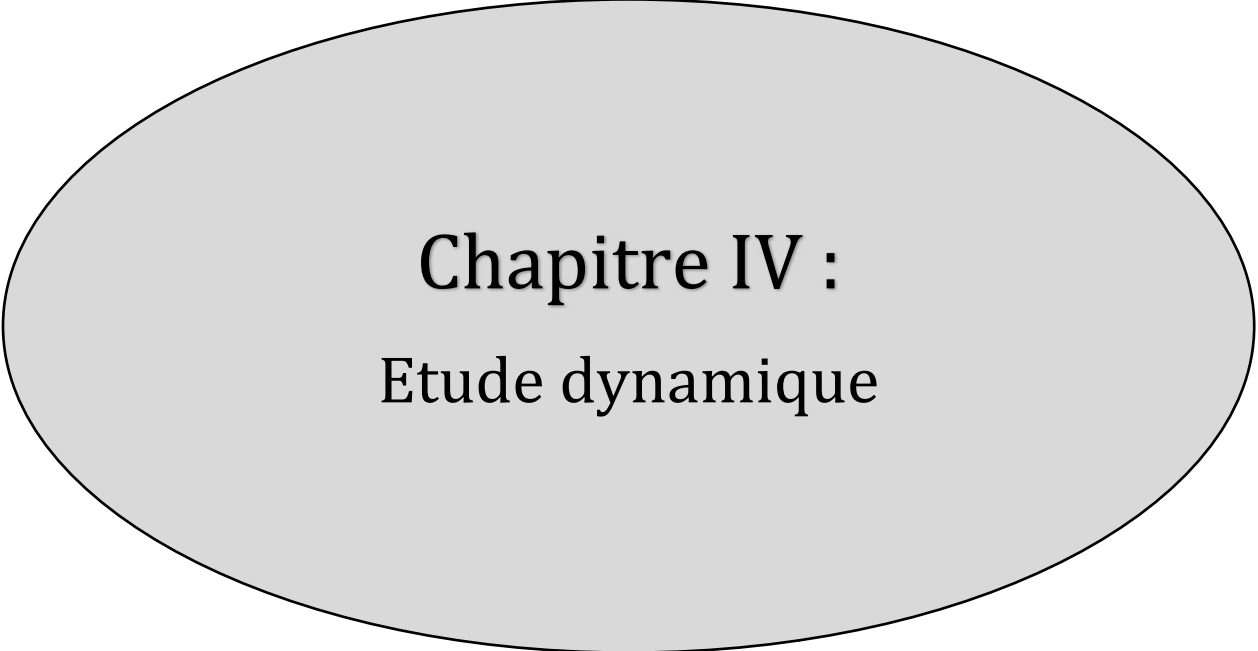


Figure III.27. Schémas de ferrailage de la poutre de chaînage.

7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons eu pour but de déterminer les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux en respectant les différents règlements de calcul et en assurant le critère de résistance et d'économie.



Chapitre IV :
Etude dynamique

1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, au séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

Modalisation de la structure :

Etant donné la difficulté et la complexité de cette étude pour la détermination des efforts internes (Moments, efforts normaux ...etc.) dans les éléments structuraux, on utilise le code de calcul par éléments finis "ETABS 2016".

2. Méthodes de calcul :

Le règlement para-séismique algérien (RPA99) propose trois méthodes de calcul :

2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le **RPA** (régularité en plan, régularité en élévation, etc.).

2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Cette méthode nécessite l'intervention d'un personnel qualifié.

2.3. Méthode dynamique modale spectrale :

Le principe de cette méthode c'est de rechercher 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.

Notre bâtiment est irrégulier en plan et dépasse 23m, donc selon **l'article 4.1.2 du RPA99** la Méthode Statique Equivalente est inapplicable. Il faut donc utiliser la méthode d'analyse modale spectrale en utilisant un spectre de réponse défini par le **RPA**.

3. Application de la méthode modale spectrale :

3.1. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3 \text{ s} \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA (formule 4.13) .}$$

- **g** : la constante gravitationnelle.
- **A** : coefficient d'accélération de la zone (**Tableau 4.1 RPA**).

Pour notre cas d'étude : zone II-a et groupe d'usage 2 $\Rightarrow A = 0,15$.

- η : facteur de correction d'amortissement $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ Formule (4 – 3) du RPA

avec ξ : pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA).

ξ : $\begin{cases} \text{portique en beton armé : } \xi = 7\% \\ \text{voiles en beton armé : } \xi = 10\% \end{cases}$ On prend $\xi = 8,5\%$ pour un contreventement mixte

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,82 \geq 0,7 .$$

- R : Coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3 RPA).

Pour ce projet le contreventement est mixte portiques-voiles avec interaction $\Rightarrow R = 5$.

- Q : Facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$ formule (4 – 4) du RPA
- P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 du RPA.

Sens	X-X		Y-Y	
	Observation	Pénalité	Observation	Pénalité
1. Condition minimale sur les files de contreventement	NON	0,05	NON	0,05
2. Redondance en plan	NON	0,05	NON	0,05
3. Régularité en plan	OUI	0	NON	0,05
4. Régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	NON	0,05	NON	0,05
6. Contrôle de qualité d'exécution	OUI	0	OUI	0
La somme	0,15		0,2	

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

Donc: $Q_x = 1,15$; $Q_y = 1,20$.

- $T_1 T_2$: sont les périodes caractéristiques associée à la catégorie du site donnée par le tableau 4.7 du RPA99. Le projet est bâti sur un sol ferme (S2) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$
- T : la période fondamentale de la structure.

Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte (voiles / portique)

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{\frac{3}{4}} \dots \dots \dots (1) \text{(formule 4.6 du RPA)} \\ T = \frac{0,09 \times H}{\sqrt{D}} \dots \dots \dots (2) \text{(formule 4.7 du RPA)} \end{cases}$$

- $H = 35,87 \text{ m}$: Hauteur total du bâtiment (acrotère non compris).

- $C_T=0,05$ Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé **Tableau 4.6 du RPA99/2003**).
- D : La distance du bâtiment mesuré à sa base dans la direction considérée.

$$\begin{cases} L_x = 24,5\text{m} \\ L_y = 21,9\text{m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = \min(0,73\text{ s}, 0,65\text{ s}) = 0,65\text{ s} \\ T_y = \min(0,73\text{ s}, 0,69\text{ s}) = 0,69\text{ s} \end{cases}$$

Spectre de réponse aura l'allure suivante :

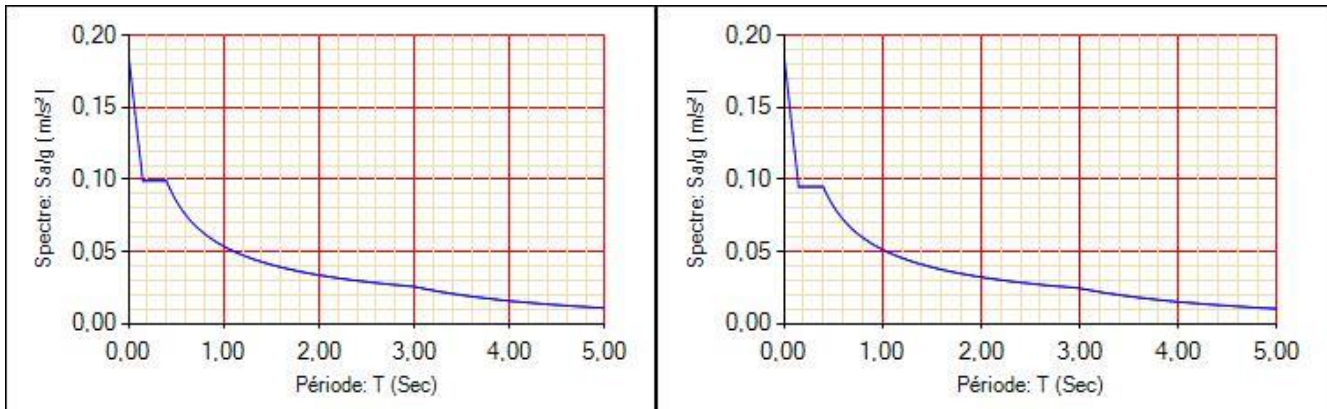


Figure IV.1. Spectre de réponse « Ex » et « Ey ».

3.2. Disposition des voiles :

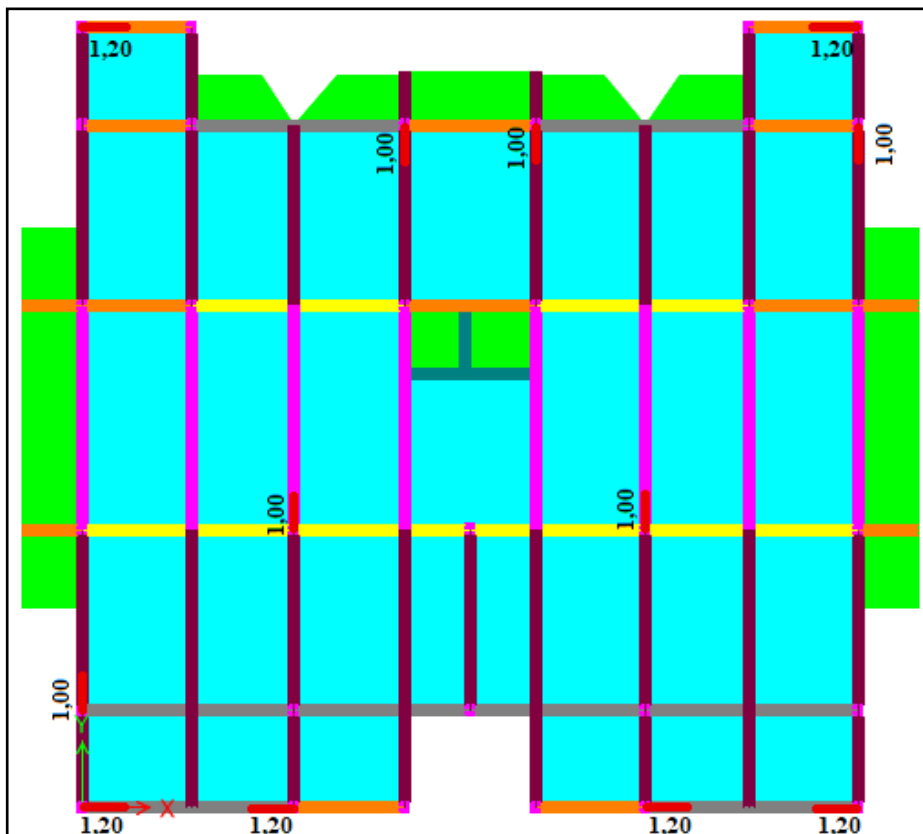


Figure IV.2. La disposition des voiles.

Pour avoir un bon comportement de la structure nous avons testé plusieurs dispositions pour but d'aboutir à un système qui satisfera les contraintes architecturales et les prescriptions du RPA99v2003.

3.3. Les résultats de l'analyse modale :

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS2016, nous avons obtenus les résultats suivants :

Modes	Périodes(S)	(%) de la masse modale			(%) cumules masse modale		
		Ux	Uy	Uz	SUM Ux	SUM Uy	SUM Uz
1	1,256	0,0008	0,7619	0	0,0008	0,7619	0
2	1,18	0,7523	0,0008	0	0,7531	0,7628	0
3	1,032	0,0002	0,0001	0	0,7533	0,7629	0
4	0,422	0,0001	0,1243	0	0,7534	0,8872	0
5	0,392	0,1306	0,0001	0	0,884	0,8872	0
6	0,338	0,0001	0	0	0,8841	0,8872	0
7	0,231	0	0,0471	0	0,8841	0,9343	0
8	0,21	0,048	0	0	0,932	0,9343	0
9	0,178	0,0005	2,257E-06	0	0,9325	0,9343	0

Tableau IV.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Le comportement de la structure lors des trois premiers modes sont représentées dans les figures suivantes :

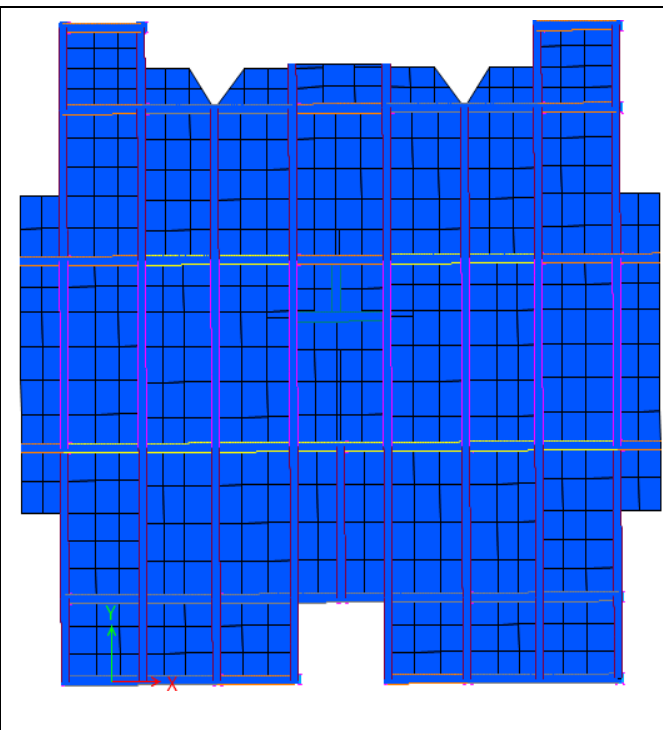
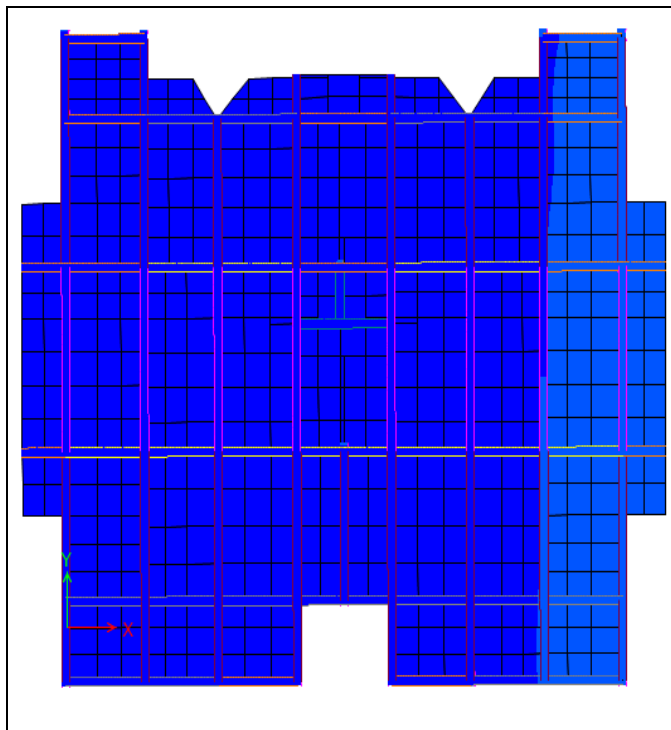


Figure IV.3. Translation Y-Y dans le Mode n° 01.

Figure IV.4. Translation X-X dans le Mode n° 02.

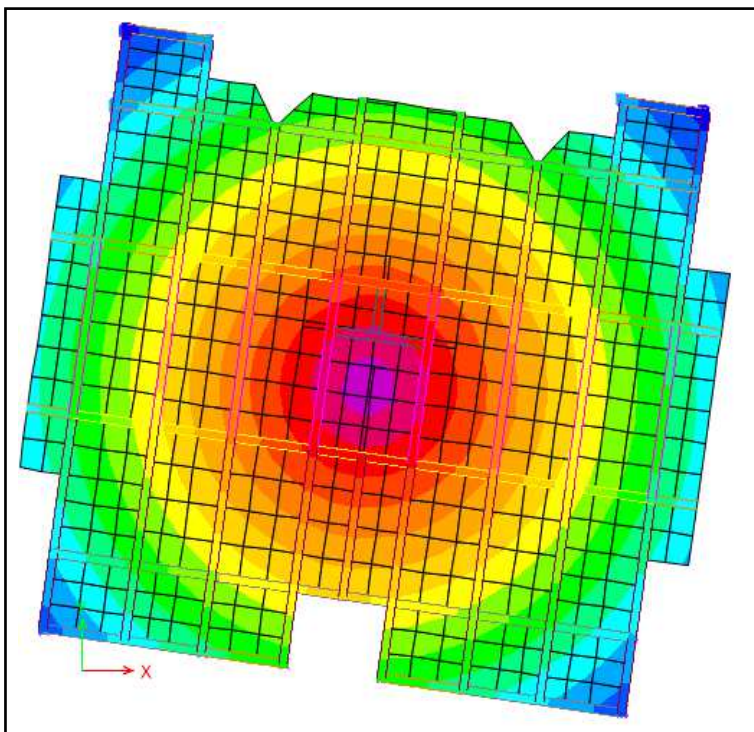


Figure IV.5. Rotation dans le Mode n° 03.

Les résultats présentés dans Tableau et les figures montrent que :

- Le premier mode (**Figure IV.3**) est un mode de translation suivant le sens **Y** avec un taux de participation massique de **76,19 %** dans cette direction.
- Le deuxième mode (**Figure IV.4**) est un mode de translation suivant le sens **X** avec un taux de participation massique de **75,23 %** dans cette direction.
- Le troisième mode (**Figure IV.5**) est un mode de rotation autour l'axe **Z**.
- La condition du **RPA99/version 2003(artcle 4.3.4)** sur le nombre de mode à retenir pour attendre **90%** dans les deux directions est vérifiée à partir le septième mode dans la direction **Y** et le huitième mode dans la direction **X**.

4. Vérification Vis-à-vis de RPA93/version 2003 :

4.1.La résultante des forces sismiques de calcul :

Selon l'article 4.3.6 du RPA99 la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

V_{st} : il se calcule par la méthode statique équivalant dans les deux directions selon l'article 4.2.3 du RPA99 :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \text{(formule 4.1 du RPA99)}$$

- A, Q, R sont déjà calculer $\begin{cases} A = 0,15 \\ Q_x = Q_y = 1,2 \\ R = 5 \end{cases}$.

- D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site ; la période fondamentale de la structure T et le facteur de la correction d'amortissement η .

$$\begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \dots \dots \text{ formule 4.2 RPA99} \\ 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & \text{si } T \geq 3s \end{cases}$$

$$\eta = 0,82 \text{ et } \begin{cases} T_2 = 0,4 \text{ s} \leq T = 0,65 \leq 3s \\ T_2 = 0,4 \text{ s} \leq T = 0,69 \leq 3s \end{cases} \Rightarrow 2,5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,48 \\ D_y = 1,43 \end{cases}$$

- W : poids total de la structure, qui est égal à la somme des poids W_i calculer à chaque niveau i :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots \dots \text{ (formule 4.5 du RPA99) .}$$

W_{Gi} : Le poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitations

β : Coefficient de pondération, donnée par le **tableau 4.5 du RPA99** Dans notre cas $\beta = 0,2$

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS :

$$W = 46160,23 \text{ KN.}$$

$$\text{D'ou } V_{st} : \begin{cases} V_{st}^x = \frac{0,15 \times 1,48 \times 1,2}{5} \times 46160,23 = 2485,907 \text{KN} \\ V_{st}^y = \frac{0,15 \times 1,43 \times 1,2}{5} \times 46160,23 = 2401,923 \text{KN} \end{cases}$$

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4.3.6 RPA99v2003.

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0,8V_{st}$ (KN)	Observation ($(V_{dyn} \geq 0,8V_{st})$)
XX	1766,2235	2459,41705	1967,53364	Non vérifiée
YY	1704,6306	2368,0198	1894,41584	Non vérifiée

Tableau IV.3. Vérification de la force sismique a la base.

D'après le **Tableau IV.3.** $V_{dyn} < 0,8V_{st}$, dans les deux directions, alors on doit majorer les réponses obtenues avec $0,8V_{st}/V_{dyn}$ dans les deux directions. $\begin{cases} X - X = 1,113 \\ Y - Y = 1,111 \end{cases}$

4.2. Justification de l'interaction portique-voile :

Les exigences du RPA article 3.4.4 :

❖ Sous charges verticales :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, au moins 80% des sollicitations.

❖ Sous charges horizontales :

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

➤ **Verticale :**

Etages	Charge verticales reprise par (KN)		Pourcentage %	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Etage 9	-4783,6784	-1522,843	80,02	19,98
Etage 8	-8437,2925	-2289,8344	80,13	19,87
Etage7	-11973,6941	-3127,0781	80,26	19,74
Etage6	-15875,6699	-3686,2361	81,16	18,84
Etage5	-19662,5828	-4359,8447	81,85	18,15
Etage4	-23837,2392	-4742,3922	83,41	16,59
Etage3	-27857,2978	-5304,9617	84,01	15,99
Etage2	-32453,1479	-5348,7887	85,85	14,15
Etage1	-37296,1006	-5289,2726	87,58	12,42
RDC	-41835,054	-5658,6934	88,09	11,91
Entre sol	-45339,3562	-7332,6748	86,08	13,92

Tableau IV.4. Interaction portiques-voiles sous charges verticale.

➤ **Horizontale :**

Etages	Charge horizontales reprise par (KN)				Pourcentage %			
	Portiques		Voiles		Portiques		Voiles	
	XX	YY	XX	YY	XX	YY	XX	YY
Etage 9	326,882	410,0791	270,159	145,8231	54,75	73,7682	45,24963	26,232
Etage 8	490,923	572,6	263,57	94,3009	65,067	85,8598	34,93341	14,14
Etage7	508,257	636,004	426,335	182,9707	54,383	77,6586	45,6172	22,341
Etage6	735,289	846,358	359,038	118,8079	67,191	87,6904	32,80901	12,31
Etage5	713,402	867,4126	510,173	204,0781	58,305	80,9538	41,69525	19,046
Etage4	921,656	1046,0715	424,973	142,4218	68,442	88,0166	31,55826	11,983
Etage3	877,234	980,8074	561,046	132,6828	60,992	88,0841	39,00815	11,916
Etage2	1039,23	1166,8991	532,999	211,7601	66,099	84,6401	33,90076	15,36
Etage1	1087,6	1239,5752	592,646	237,1179	64,729	83,9426	35,27134	16,057
RDC	1340,91	1190,4195	524,016	271,2293	71,901	81,4436	28,09855	18,556
Entre sol	867,848	1358,2302	1107,11	536,3067	43,943	71,6919	56,0574	28,308

Tableau IV.5. Interaction portiques-voiles sous charge horizontales.

4.3.Vérification de l'effort normal réduit :

Pour limiter le risque de rupture fragile sous l'action sismique on doit vérifier la formule exigée par RPA99 art 7.4.3.1 :

$$v = \frac{N_{dyn}}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad \dots \text{ formule 7.2 du RPA.}$$

Avec : • N_{dyn} : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
 • f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton • B_c : est l'aire (section brute) du poteau

Etage	$B \times h(m^2)$	$B_c (m^2)$	$N_{dyn}(KN)$	v	Observation ($v \leq 0,3$)
Etage 9	$0,35 \times 0,3$	0,105	164,1394	0,06253	Vérifiée
Etage 8	$0,4 \times 0,35$	0,14	267,9154	0,07655	Vérifiée
Etage 7	$0,4 \times 0,35$	0,14	381,3736	0,10896	Vérifiée
Etage 6	$0,45 \times 0,4$	0,18	542,7866	0,12062	Vérifiée
Etage 5	$0,45 \times 0,4$	0,18	739,0358	0,16423	Vérifiée
Etage 4	$0,5 \times 0,45$	0,225	925,6589	0,16456	Vérifiée
Etage 3	$0,5 \times 0,45$	0,225	1213,6726	0,21576	Vérifiée
Etage 2	$0,55 \times 0,5$	0,275	1564,8588	0,22762	Vérifiée
Etage 1	$0,6 \times 0,55$	0,33	1945,4958	0,23582	Vérifiée
RDC	$0,65 \times 0,6$	0,39	2364,9949	0,24256	Vérifiée
Entre sol	$0,65 \times 0,6$	0,39	2989,1959	0,293	Vérifiée

Tableau IV.6. Vérifications de l'effort normal réduit

4.4.Justification vis-à-vis des déformations :

D'après l'article 5.10 du RPA99 les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

- $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots$ article 4.4.3 du RPA99 • $\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots$ formule 4.19 du RPA99
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effort de torsion).

Vérification de $(\Delta_k/h_k) \leq 1\%$							
Etage	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	h_k	Δ_k/h_k (%)	Observation
Etage 9	0,0286	0,143	0,1315	0,0115	2,89	0,004	Vérifiée
Etage 8	0,0263	0,1315	0,1195	0,012	2,89	0,0041	Vérifiée
Etage 7	0,0239	0,1195	0,1066	0,0129	2,89	0,0045	Vérifiée
Etage 6	0,0213	0,1066	0,0931	0,0135	2,89	0,0047	Vérifiée
Etage 5	0,0186	0,0931	0,0791	0,0139	2,89	0,0048	Vérifiée
Etage 4	0,0158	0,0791	0,0648	0,0143	2,89	0,0049	Vérifiée
Etage 3	0,013	0,0648	0,0499	0,0149	2,89	0,0052	Vérifiée
Etage 2	0,01	0,0499	0,0355	0,0144	2,89	0,005	Vérifiée
Etage 1	0,0071	0,0355	0,0219	0,0137	2,89	0,0047	Vérifiée
RDC	0,0044	0,0219	0,0095	0,0123	2,89	0,0043	Vérifiée
Entre sol	0,0019	0,0095	0	0,0095	4,08	0,0023	Vérifiée

Tableau IV.7. Vérification des déplacements selon (X-X).

Vérification de $(\Delta_k/h_k) \leq 1\%$							
Etage	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k(m)$	h_k	Δ_k/h_k (%)	Observation
Etage 9	0,030095	0,1505	0,1408	0,0097	2,89	0,0034	Vérifiée
Etage 8	0,0282	0,1408	0,1298	0,0109	2,89	0,0038	Vérifiée
Etage 7	0,0259	0,1298	0,1171	0,0127	2,89	0,0044	Vérifiée
Etage 6	0,0234	0,1171	0,1033	0,0138	2,89	0,0048	Vérifiée
Etage 5	0,0201	0,1033	0,0882	0,0151	2,89	0,0052	Vérifiée
Etage 4	0,0176	0,0882	0,0725	0,0157	2,89	0,0054	Vérifiée
Etage 3	0,0145	0,0725	0,0563	0,0162	2,89	0,0056	Vérifiée
Etage 2	0,0112	0,0563	0,0401	0,0162	2,89	0,0056	Vérifiée
Etage 1	0,0080	0,0401	0,0246	0,0155	2,89	0,0054	Vérifiée
RDC	0,0049	0,0246	0,0109	0,0136	2,89	0,0047	Vérifiée
Entre sol	0,0022	0,0109	0	0,0109	4,08	0,0027	Vérifiée

Tableau IV.8. Vérification des déplacements selon (Y-Y).

4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2eme ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas où la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».

- $P_k = \sum_{i=k}^n W_{Gi} + \beta W_{Qi}$
- $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$: effort tranchant d'étages k.
- Δ_k : Le déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : la hauteur d'étage « k ».

Niveaux	P_k (KN)	XX				YY			
		V_k (KN)	$\left(\frac{\Delta_k}{h_k}\right)$	θ	Obs	V_k (KN)	$\left(\frac{\Delta_k}{h_k}\right)$	θ	Obs
Etage 9	5879,27	574,716	0,004	0,04	Vérifiée	547,697	0,0034	0,035	Vérifiée
Etage 8	9638,56	828,308	0,0041	0,048	Vérifiée	790,920	0,0038	0,045	Vérifiée
Etage 7	13397,85	1032,194	0,0045	0,058	Vérifiée	987,284	0,0044	0,059	Vérifiée
Etage 6	17242,04	1198,703	0,0047	0,067	Vérifiée	1148,982	0,0048	0,071	Vérifiée
Etage 5	21086,23	1344,205	0,0048	0,075	Vérifiée	1292,54	0,0052	0,084	Vérifiée
Etage 4	25026,89	1478,004	0,0049	0,083	Vérifiée	1422,638	0,0054	0,094	Vérifiée
Etage 3	28967,55	1605,422	0,0052	0,093	Vérifiée	1544,442	0,0056	0,091	Vérifiée
Etage 2	33016,23	1725,614	0,005	0,095	Vérifiée	1659,802	0,0056	0,095	Vérifiée
Etage 1	37184,50	1833,365	0,0047	0,096	Vérifiée	1763,417	0,0054	0,097	Vérifiée
RDC	41483,92	1916,928	0,0043	0,092	Vérifiée	1843,862	0,0047	0,096	Vérifiée
E. sol	46160,23	1967,533	0,0023	0,055	Vérifiée	1894,459	0,0027	0,065	Vérifiée

Tableau IV.9. Vérification des effets P- Δ .

4.6. Justification de la longueur des joints sismique :

D'après (RPA99/V2003 art 5.8) lorsque on a deux blocs voisins on doit les sépare par un joint sismique dans la longueur d_{\min} satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15 + (\delta_1 + \delta_2) \geq 40 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Formule 4 - 19}$$

δ_1, δ_2 : déplacement maximum des deux blocs.

Estimation des déplacements des blocs

D'après les résultats obtenus dans ETABS $\delta_1 = 24,3\text{mm}$

Donc on suppose que les deux blocs on le même déplacement $\delta_2 = 24,3\text{mm}$

$$d_{\min} = 15 + (28,6 \times 2) = 72,2 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$$

On prend la longueur du joint sismique égale à 10 cm.

5. Conclusion :

La disposition des voiles joue un rôle très important dans le système de contreventement afin d'équilibrer entre le critère de résistance et le critère économique, on a fait plusieurs essayes sur la disposition des voiles et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et aussi pour satisfaire toutes les exigences du RPA99/2003.

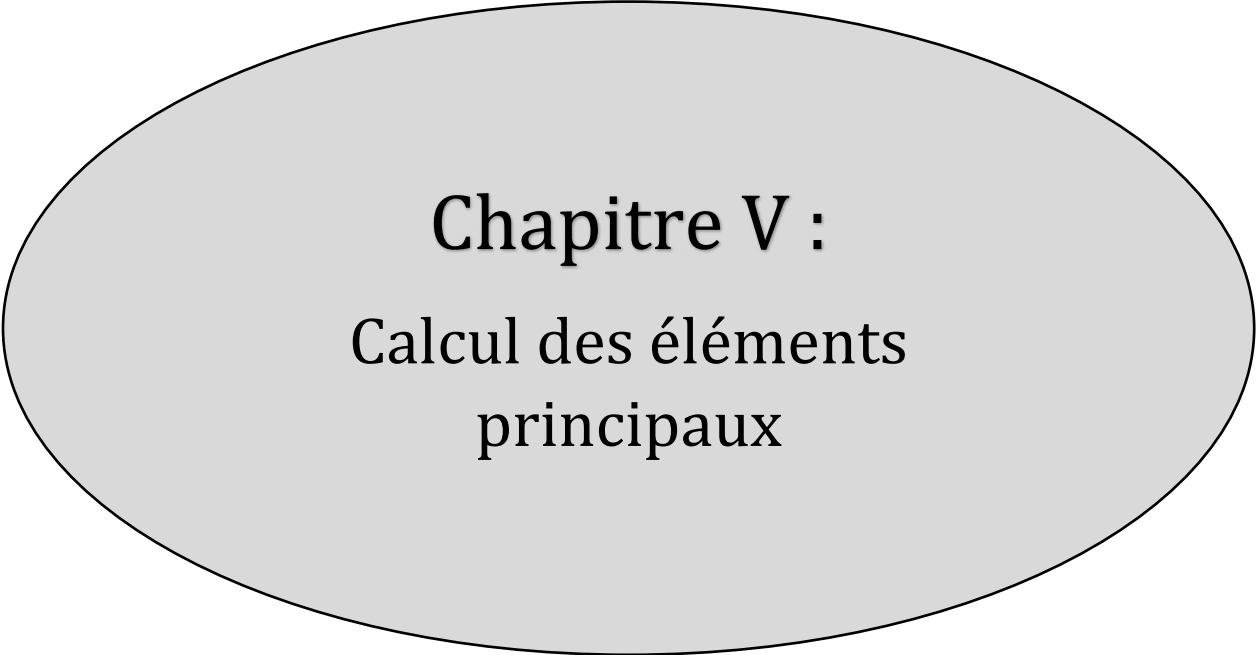
Remarque : vue la section importante des poutres de chainage (30×45) qui repose sur les poutres secondaires on doit augmenter la section des poutres secondaires à (30×50).

Voici les nouvelles dimensions de notre projet :

Etages		Entre sol + RDC	Etage 1	Etage 2	Etages 3 et 4	Etages 5 et 6	Etages 7 et 8	Etage 9
Poteaux (cm^2)		65 × 60	60 × 55	55 × 50	50 × 45	45 × 40	40 × 35	35 × 30
Voiles (cm^2)		20	15					
P \perp Poutrelles	Type 1	30 × 35						
	Type 2	30 × 45						
P // poutrelles	Type 1	30 × 35						
	Type 2	30 × 40						
	Type 3	30 × 50						

Tableau IV.10. Dimensionne finales des éléments structuraux.

Nous pouvons en conclure que notre bâtiment présente une conception parasismique saine avec les dimensions des éléments structurales adéquates.



Chapitre V :
Calcul des éléments
principaux

1. Introduction :

La construction résiste aux séisme grâce aux éléments principaux (Poteaux, Poutres et voiles). Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, ferrillés et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations. Les Sollicitations nécessaires pour ferriller ces éléments sont tirées directement du logiciel "ETABS".

L'étude de ces derniers sera menée selon les règles de calcul (RPA99, CBA93 et BAEL).

2. Étude des portiques :

2.1. Étude des poteaux :

Le poteau est un élément vertical en béton armé, qui est soumis à un effort normal « N » et deux moments de flexion « M2 et M3 » ; destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations à la base de la structure. Le ferrillage des poteaux se fait à la flexion composée selon les combinaisons des sollicitations les plus défavorable introduits dans le logiciel ETABS comme suit :

- $1,35G + 1,5Q \dots \text{ELU}$;
- $G + Q \dots \text{ELS}$;
- $\begin{cases} 0,8G \pm E_{X \text{ et } Y} \\ G + Q \pm E_{X \text{ et } Y} \end{cases} \dots \text{ELA}$

Le ferrillage adopté pour les poteaux sera le maximum entre ces trois couples de sollicitations :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \dots A1 \\ M^{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \dots A2 \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \dots A3 \end{cases} \Rightarrow A_{\text{opte}} = \max(A1; A2; A3)$$

2.1.1. Recommandations du RPA99/version 2003 :

A. Armatures longitudinales

Selon l'article 7.4.2.1 du RPA99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est de 0,8% de la section du béton pour la zone IIa.
- Leur pourcentage maximal est de :
 - 4% de la section du béton en **zone courante**
 - 6% de la section du béton en **zone de recouvrement**
- Le diamètre minimum est ϕ_{12} .
- La longueur minimale des recouvrements pour la **zone IIa** est de **40 ϕ** .
- L'écartement des barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure de la zone nodales (zones critique)

La zone nodale est définie par : $\begin{cases} h' = \text{Max}(\frac{he}{6}; h1; b1; 60) \\ l' = 2h \end{cases}$

Avec : $\begin{cases} he: c'est \text{ la hauteur d'étage} \\ b1 \text{ et } h1 \text{ sont les dimensionnes du poteau} \end{cases}$

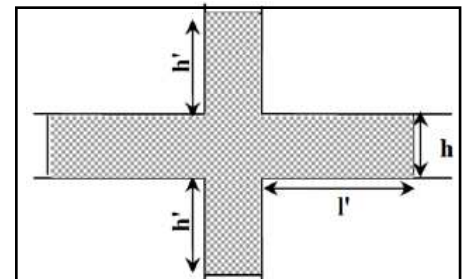


Figure V.1. La zone nodale.

B : Armature transversales :

Selon l'article 7.4.2.2 du RPA99/ version 2003 :

- Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \dots \text{Formule 7.1 de RPA99}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par V_u .

- $\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$ avec λ_g : elancement géométrique de poteau.
- $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$ avec $\begin{cases} l_f: \text{longueur de flambement} \\ a; b \text{ sont les dimensionnes de la section droite de poteau} \end{cases}$
- S_t : l'espacement des armatures transversales ; sa valeur maximal est fixé pour la zone II par:

$$S_t = \begin{cases} S_t \leq \text{Min} (10 \phi_l; 15\text{cm}) & \dots \text{ dans la zone nodale} \\ S_t \leq 15 \phi_l & \dots \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

ϕ_l : C'est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

la section d'armatures transversales est : $A_{tr}^{\min} = \begin{cases} 0,3\% (S_t \times b_1) & \dots \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (S_t \times b_1) & \dots \text{ Si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Intrpoler entre les deux limite} & \dots \text{ Si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$

- Les cadres et les étriers doivent être fermée par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_l^{\min}$.
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombres et diamètre ($\phi_{\text{Cheminées}} > 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton dans le poteau.

2.1.2. Sollicitations de calcul :

Le tableau ci-dessous, résume les sollicitations maximales dans les poteaux pour chaque niveau :

Etages	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN. m)	N (KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N (KN)	
E. sol + RDC	3394,19	97,151	-630,61	47,163	275,61	1451,56	105,2281
1	2699,77	33,689	-153,02	37,721	204,267	1199,5087	142,0905
2	2385,85	35,302	-106,05	37,3539	185,4506	1022,8637	139,5539
3 et 4	2080,18	30,972	-66,946	29,411	166,1336	860,8507	119,106
5 et 6	1488,9	26,854	-18,656	21,6705	128,7473	628,7919	92,5068
7 et 8	916,71	22,436	-17,931	5,5592	90,8323	317,1878	65,5088
9	356,11	22,613	-46,133	-3,2365	60,3392	178,7782	-54,5525

Tableau V.1. Sollicitations maximums dans les Poteaux.

Les efforts normaux avec un signe négative sont des efforts de **traction**, les autres sont des efforts de **compression**.

2.1.3. Calcul de ferrailage :

❖ Exemple de calcul :

A. Armatures longitudinales :

Nous exposerons un exemple de calcul pour le poteau le plus sollicité de l'entresol :

Données : $b = 60 \text{ cm}$; $h = 65 \text{ cm}$; $d = 62 \text{ cm}$; $d' = 3 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$;

Situation durable : $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$.

Situation accidentelle : $\gamma_s = 1$; $\gamma_b = 1,15$.

✚ Calcul sous $N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$:

$$N^{\max} = 3394,19 \text{ KN (Compression)} \rightarrow M_{\text{corr}} = 97,151 \text{ KN.m.}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,0286 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ m} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

N est un effort de compression, et le centre de pression est à l'intérieur de la section du béton, donc on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - d') - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d')bhF_{bu} \dots \dots \dots (I)$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_{UG} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1098,44 \text{ KN.M}$$

$$\text{On a : } \begin{cases} N(d - d') - M_{UA} = \mathbf{904,13 \text{ KN.m}} \dots (I) \\ (0,337h - 0,81d')bhF_{bu} = \mathbf{1075,99 \text{ KN.m}} \dots (II) \end{cases} \Rightarrow (I) < (II).$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Alors : } \mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times F_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1098,44 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,62^2 \times 14,2} = \mathbf{0,336} > \mathbf{0,186 \text{ (Pivot B)}}$$

$$\text{On a } \varepsilon_1 = 2\text{‰} \Rightarrow \alpha_1 = 0,64 \Rightarrow \mu_1 = \mathbf{0,38} > \mu_{bu} = \mathbf{0,342} \Rightarrow A' = 0$$

calcul du α et Z : $\alpha = \mathbf{0,534} \Rightarrow Z = \mathbf{0,487 \text{ m}}$. On a $F_{st} = F_e/\gamma_s = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$

$$A_{F.S} = \frac{M_{UA}}{Z \times F_{st}} = \mathbf{64,79 \text{ cm}^2}$$

On revient à la F.C : $A_{F.C} = A_{F.S} - \frac{N}{F_e} = \mathbf{-32,79 \text{ cm}^2} < 0 \Rightarrow$ pas nécessaire d'armatures

$$A_{\min}^{\text{BEAL}} = 0,23 \times b \times d \times F_{t28}/f_e \Rightarrow A_{\min}^{\text{BEAL}} = \mathbf{5,16 \text{ cm}^2}$$
 Pour une face.

✚ Calcul sous $M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$:

$$M^{\max} = 275,61 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = 1451,56 \text{ KN (compression)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,189 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ cm} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

$$\text{On a : } M_{UA} = M_{UG} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = \mathbf{703,82 \text{ KN.m.}}$$

La condition (I) nous donne : $152,60 \leq 1403,47 \Rightarrow \text{SPC.}$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,165 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \Rightarrow F_{st} = F_e/\gamma_s = 400\text{MPa} \text{ et } \mu_{bu} < \mu_1 \text{ donc } A' = 0$$

$$\alpha = 0,227 \Rightarrow Z = 0,563 \text{ m} \Rightarrow A_{F.S} = \frac{M_{UA}}{Z \times F_{st}} = 31,21 \text{ cm}^2.$$

On revient à la F.C : $A_{F.C} = A_{F.S} - \frac{N}{F_e} = -5,07 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ pas nécessaire d'armatures.

✚ Calcul sous $N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$:

$$N^{\min} = 630,61 \text{ KN (Traction)} \rightarrow M_{\text{corr}} = 47,163 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,074 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{ cm} \Rightarrow \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section}$$

le centre de pression C est à l'intérieure et N est un effort de traction \Rightarrow SET

$$\text{Calcul de } e_1 \text{ et } e_2: \begin{cases} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G \Rightarrow e_1 = 22,02 \text{ cm} \\ e_2 = (d - d') - e_1 \Rightarrow e_2 = 36,97 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{calcul de } A_1 \text{ et } A_2: \begin{cases} A_1 = \frac{N \times e_2}{f_{s10}(d - d')} \\ A_2 = \frac{N \times e_1}{f_{s10}(d - d')} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_1 = 5,88 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 9,88 \text{ cm}^2 \end{cases} \text{ avec } f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400\text{MPa}$$

$$A_{\text{min}}^{\text{BEAL}} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 20,47 \text{ cm}^2 \text{ sera mise dans tout la section.}$$

Donc on opte le max entre les 3 cas : $A^{\text{max}} = 9,88 \text{ cm}^2$.

$$\text{Choix d'armatures : } A_{\text{choisi}}: \begin{cases} A_{\text{choisi}}^{\text{1 face}} = 5\text{HA}16 = 10,05 \text{ cm}^2 \dots \text{ dans une face} \\ A_{\text{choisi}}^{\text{totale}} = 16\text{HA}16 = 32,17 \text{ cm}^2 \text{ (dans toute la section)} \end{cases}$$

$$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} = 0,8\%(b \times h) = 31,2 \text{ cm}^2 < A_{\text{choisi}}^{\text{totale}} = 32,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{\text{choisi}}^{\text{totale}}.$$

B. Armatures transversales :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0,7 \times 3,58}{0,6} \text{ OU } \frac{0,7 \times 3,58}{0,65} = 4,17 < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement est pris égale à :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t^{Z.n} \leq \text{Min} (10 \phi_l; 15\text{cm}) = \text{Min}(10 \times 1,6; 15) \\ \text{Zone Courante: } S_t^{Z.C} \leq 15 \phi_l = 15 \times 1,6 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} S_t^{Z.n} = 10 \text{ cm} \\ S_t^{Z.C} = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } A_t = \frac{\rho \times V_u \times S_t}{h_1 \times f_e} = \frac{3,75 \times 105,2281 \times 10}{0,6 \times 400} = 1,64 \text{ cm}^2.$$

• La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\begin{cases} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \\ 0,8\%(t \times b) \leq A_t^{\text{min}} \leq 0,3\%(t \times b) \end{cases} \Rightarrow \text{Après l'interpolation on trouve } A_t^{\text{min}} = 0,50\%(t \times b)$$

Donc : $A_t^{\text{min}} = 3,02 \text{ cm}^2$. On opte **6HA10 = 4,71 cm²**.

Les résultats de ferrailage longitudinal et transversal des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	E. sol + RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3 + 4	Etage 5 + 6	Etage 7 + 8	Etage 9
B × h (m²)	60 × 65	55 × 60	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35
Armatures longitudinales							
Section	SET	SET	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
A_{cal}(cm²)	9,88	3,65	3,23	2,51	1,62	0,63	0,85
A_{min}^{BEAL}(cm²)	20,47	17,32	3,14	2,55	2,02	1,56	1,15
A_{min}^{RPA}(cm²)	31,2	26,4	22	18	14,4	11,2	8,4
A_{Opté}^{1 face}(cm²)	5HA16 = 10,05	1HA12 + 4HA16 = 9,17	4HA16 = 8,04	4HA14 = 6,16	4HA14 = 6,16	4HA12 = 4,52	3HA12 = 3,39
A_{Opté}^{totale}(cm²)	5HA16 = 32,17	12HA16 + 4HA12 = 28,65	12HA16 = 24,13	12HA14 = 18,47	12HA14 = 18,47	12HA12 = 13,57	8HA12 = 9,05
Armatures transversales							
V_u(KN)	105,228	142,09	139,55	119,106	92,51	65,51	54,55
Ø_l^{min}(cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,4	1,2	1,2
λ_g	4,17	3,04	3,34	3,71	4,17	4,78	5,57
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5
S_t (cm)	Z. N	10	10	10	10	10	10
	Z. C	10	10	10	15	15	15
A_{Tr}(cm²)	2,31	3,59	3,83	3,66	3,01	2,43	1,55
A_{Tr}^{min}(cm²)	3,02	4,34	3,57	4,20	3,03	1,86	1,35
Choix final	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA10 = 4,71	6HA8 = 3,02	4HA8 = 2,01

Tableau V.2. Ferrailage longitudinale et Transversal des poteaux.

2.1.4. Les vérifications nécessaires :

Vérification au flambement :

Selon l'article B.8.2.1 de CBA93 ; les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La condition à vérifier elle est citée dans 2^{ème} chapitre page 20 et 21 :

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement, sont résumer dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	N _u (KN)	i (m)	λ	α	Br (m)	Br ^{cal} (m)	Br < Br ^{cal}
								Observation
E. sol + RDC	60 × 65	3394,19	0,187	13,40	0,826	0,3654	0,156	Vérifiée
Etage 1	55 × 60	2699,77	0,173	9,67	0,837	0,3074	0,127	Vérifiée
Etage 2	50 × 55	2385,85	0,158	10,59	0,835	0,2544	0,104	Vérifiée
Etage 3 + 4	45 × 50	2080,18	0,144	11,61	0,832	0,2064	0,098	Vérifiée
Etage 5 + 6	40 × 45	-1488,9	0,129	12,97	0,827	0,1634	0,061	Vérifiée
Etage 7 + 8	35 × 40	916,71	0,115	14,55	0,822	0,1254	0,040	Vérifiée
Etage 9	30 × 35	356,11	0,101	16,56	0,814	0,0924	0,016	Vérifiée

Tableau V.3. Vérification au flambement des poteaux.

Vérification des sollicitations tangentes :

Selon l'article 7.4.3.2 du RPA99/version 2003 on doit vérifier la relation suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \text{formule 7.3 du RPA99} \text{ Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats des vérifications des sollicitations tangentes, sont résumer dans le tableau suivant :

Poteaux	b × h (cm ²)	d (m)	λ _g	ρ _d	V _u (KN)	τ _{bu} (Mpa)	τ̄ _{bu} (Mpa)	τ _{bu} ≤ τ̄ _{bu}
								Observation
E. sol + RDC	60 × 65	0,62	4,17	0,04	105,2281	0,282	1	Vérifiée
Etage 1	55 × 60	0,57	3,04	0,04	142,0905	0,453	1	Vérifiée
Etage 2	50 × 55	0,52	3,34	0,04	139,5539	0,536	1	Vérifiée
Etage 3 + 4	45 × 50	0,47	3,71	0,04	119,106	0,588	1	Vérifiée
Etage 5 + 6	40 × 45	0,42	4,18	0,04	92,5068	0,55	1	Vérifiée
Etage 7 + 8	35 × 40	0,37	4,78	0,04	65,5088	0,506	1	Vérifiée
Etage 9	30 × 35	0,32	5,57	0,075	54,5525	0,568	1,875	Vérifiée

Tableau V.4. Vérification des Sollicitations tangentes des différents poteaux.

Vérifications des contraintes :

La vérification des poteaux les plus sollicités se fait juste pour la contrainte de compression de béton, étant donné que la fissuration est peut nuisible, celle de l'acier n'est pas nécessaire.

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \bar{\sigma}_{bc} \end{cases} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\bullet I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 - V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2 \quad ; \quad \bullet S = b \times h + 15(A + A')$$

$$\bullet V = \frac{bh^2}{2} + 15(Ad + A'd') \quad ; \quad \bullet V' = h - V \quad ; \quad \bullet M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	E. sol + RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3 + 4	Etage 5 + 6	Etage 7 + 8	Etage 9
$B \times h$ (cm ²)	60 × 65	55 × 60	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35
M_{ser} (KN.m)	70,20	24,661	25,846	22,681	19,674	16,442	16,584
N_{ser} (KN)	2466,56	1961,87	1733,925	1512,045	1082,952	667,836	-261,266
$A \times 10^{-4}$ (m ²)	10,05	9,17	8,04	6,16	6,16	4,52	3,39
V (m)	0,3379	0,3041	0,2853	0,2586	0,2345	0,2078	0,1817
V' (m)	0,2981	0,2791	0,2647	0,2414	0,2155	0,1922	0,1683
M_{serG} (KN.m)	0,13713	0,1128	0,10001	0,0802	0,0597	0,04241	0,03317
$I_{yy'}$ (m ⁴)	0,00341	0,0021	0,001444	0,0008969	0,000703	0,000397	0,00022
S (m ²)	0,4121	0,3413	0,28706	0,23424	0,18924	0,14678	0,110085
σ_{bc1} (Mpa)	6,01	5,45	5,78	6,13	5,32	4,14	2,31
σ_{bc2} (Mpa)	6,01	5,42	5,87	6,24	5,34	4,21	2,21
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.5. Vérification des contraintes pour les différents poteaux.

Détermination de la zone nodale :

Poteaux	E. sol + RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3 + 4	Etage 5 + 6	Etage 7 + 8	Etage 9
$B \times h$ (cm ²)	60 × 65	55 × 60	50 × 55	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35
l' (cm)	PP	80	80	80	80	80	80
	PS	100	100	100	100	100	100
h' (cm)	68	60	60	60	60	60	60

Tableau V.6. Les dimensions de la zone nodale.

Disposition constructive des poteaux :

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_1^{\min} = 10 \times 1,2 = 12$ cm.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 20$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 2,0 = 64$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 80$ cm.

Pour $\phi = 16$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1,6 = 64$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 65$ cm.

Pour $\phi = 14$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1,4 = 56$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 60$ cm.

Pour $\phi = 12$ mm $\rightarrow lr = 40 \times 1,2 = 48$ cm \Rightarrow On adopte : $lr = 50$ cm.

2.2. Étude des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux sollicités par un moment fléchissant M et un effort tranchant V , le calcul se fera donc en flexion simple en considérant la fissuration comme étant peu nuisible selon les combinaisons des sollicitations les plus défavorables suivantes :

- $1,35G + 1,5Q \dots ELU$;
- $G + Q \dots ELS$;
- $\begin{cases} 0,8G \pm E_{X \text{ et } Y} \\ G + Q \pm E_{X \text{ et } Y} \end{cases} \dots ELA$

2.2.1. Recommandations du RPA99/version 2003

A. Armatures longitudinales :

Selon l'article 7.5.2.1 du RPA99/version 2003.

- Leur pourcentage minimal sur toute la longueur de la poutre est : **0,5% de la section.**
- Leur pourcentage total maximum sera de :
 - 4% de la section de béton en **zone courante**,
 - 6% de la section de béton en **zone de recouvrement**,
- Les poutres doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section en appuis
- La longueur minimale des recouvrements est : $l_r = 40\phi_l^{max}$
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle

B. Armatures transversales :

Selon l'article 7.5.2.2 du RPA99/version 2003 :

- La section d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_{Tr}^{min} = 3\%_0(s_t \times b)$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} s_t \leq \max(h/4; 12\phi_l) \dots \text{dans la zone nodale et en travée si } A' \neq 0 \\ s_t \leq h/2 \dots \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Le diamètre ϕ à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimés c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposés à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

2.2.2. Sollicitations de calcul :

Etages		Poutres Principales				
		Etage courant		Terrasse		V (KN)
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Moments	Type 1(30 × 35) cm ²	102,411 ELA	-87,28 ELA	63,9891 ELU	-84,91 ELA	123,7518
	Type 2(30 × 45) cm ²	126,26 ELA	-174,83 ELA	63,0255 ELU	-112,42 ELA	179,3282
		Poutres Secondaires				
Moments	Type 1(30 × 35) cm ²	100,10 ELA	-109,12 ELA	19,67 ELA	-51,52 ELA	122,13
	Type 2(30 × 40) cm ²	110,65 ELA	-129,45 ELA	87,58 ELU	-92,02 ELA	103,31
	Type 3(30 × 50) cm ²	100,47 ELA	-135,25 ELA	128,83 ELU	-129,15 ELU	120,04

Tableau V.7. Sollicitations les plus défavorables dans les poutres.

2.2.3. Calcul de ferrailage :

Remarque : on va prendre le même ferrailage pour les poutres principale et les poutres de chainage.

A. Armatures longitudinales :

Même méthode de calcul pour les poutrelles et les dalles pleines.

avec: $\gamma_b = 1,15$; $\gamma_s = 1$ cas accidentelle $\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$ cas durable.

Les résultats de calcul de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres Principales								
Niveaux	Position		A_{cal} (cm^2)	A_{min}^{BEAL} (cm^2)	A_{min}^{RPA} (cm^2)	A_{max}^{RPA} (cm^2)		Choix $A_{adopté}$ (cm^2)
						Z.C	Z.R	
Etages courantes	Type 1 (30 × 35)	Travée	8,59	1,19	5,25	42	63	3HA14+2HA16=8,64
		Appuis	7,19					5HA14=7,70
	Type 2 (30 × 45)	Travée	7,88	1,52	6,75	54	81	3HA12+3HA14=8,01
		Appuis	11,66					6HA16=12,06
Terrasse	Type 1 (30 × 35)	Travée	6,04	1,19	5,25	42	63	6HA12=6,79
		Appuis	6,98					5HA14=7,70
	Type 2 (30 × 45)	Travée	4,4	1,52	6,75	54	81	5HA12=5,65
		Appuis	6,95					5HA14=7,70
Poutres Secondaires								
Etages courantes	Type 1 (30 × 35)	Travée	8,37	1,19	5,25	42	63	3HA14+2HA16=8,64
		Appuis	9,18					6HA14=9,24
	Type 2 (30 × 40)	Travée	7,89	1,36	6	48	72	3HA12+3HA14=8,01
		Appuis	9,23					6HA14=9,24
	Type 3 (30 × 50)	Travée	5,46	1,7	7,5	60	90	6HA12=6,79
		Appuis	7,48					5HA14=7,70
Terrasse	Type 1 (30 × 35)	Travée	1,52	1,19	5,25	42	63	3HA12=3,39
		Appuis	4,09					5HA12=5,65
	Type 2 (30 × 40)	Travée	6,13	1,36	6	48	72	6HA12=6,79
		Appuis	6,46					6HA12=6,79
	Type 3 (30 × 50)	Travée	7,1	1,7	7,5	60	90	5HA14=7,70
		Appuis	7,12					5HA14=7,70

Tableau V.8. Armatures longitudinales des poutres.

B. Armatures Transversales :

Diamètre des armatures **transversales** (ϕ_{tr}) est donné par la relation suivante :

$$\phi_{tr} \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_1^{\min}) \Rightarrow \begin{cases} \text{(Poutres Principales)} \Rightarrow \phi_{tr} \leq \min (1,29 , 3 , 1,2) \\ \text{(Poutres Secondaires)} \Rightarrow \phi_{tr} \leq \min (1,43 , 3 , 1,2) \end{cases}$$

avec : $\begin{cases} \text{Poutres Principales : } \phi_{tr} = \mathbf{8 \text{ mm}} \\ \text{Poutres Secondaires: } \phi_{tr} = \mathbf{8 \text{ mm}} \end{cases}$

Donc on choisit : $A_{tr} = \mathbf{1cadre + 1étrier de } \phi_8 = \mathbf{4HA8 = 2,01cm^2}$.

C. Calcul des espacements S_t : D'après le **RPA99/2003(art7.5.2.2)**

En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_1) \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En Zone Courantes : $S_t \leq h/2 \Rightarrow \begin{cases} \text{poutre principale } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

D. Calcul des sections d'armatures transversales minimales :

$$A_{tr}^{\min} = 0,003 S_t \times b \Rightarrow \begin{cases} \text{PP: } A_{tr}^{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \mathbf{Vérifiée} \\ \text{PS: } A_{tr}^{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \dots \mathbf{Vérifiée} \end{cases}$$

2.2.4. Vérifications nécessaires :**A. Vérification a l'ELU :** **Vérification des contraintes tangentielles :**

On doit vérifier la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \mathbf{\min(0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})}$ **FPN**

On vérifie les poutres les plus défavorable uniquement, car si elles sont vérifiées les autres le seront sûrement.

Poutres		V_u (KN)	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}_u$ (MPA)	Observation
Principales	Type 1	123,75	1,28	4,34	Observée
	Type 2	179,33	1,39	4,34	Observée
Secondaires	Type 1	122,13	1,27	4,34	Observée
	Type 2	103,31	0,90	4,34	Observée
	Type 3	120,04	0,833	4,34	Observée

Tableau V.9. Vérification de la rupture par cisaillement des poutres.

 Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

- Pour les appuis de rive : $A_l \geq V_u \times \gamma_s / f_e$
- Pour les appuis intermédiaires: $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_u^{\text{Appui}}}{0,9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Poutres		A_l (cm^2)	V_u (KN)	M_u^{appui} (KN.m)	$V_u \times \gamma_s / fe$ (cm^2)	$\frac{\gamma_s}{fe} \left(V_u - \frac{M_u^{\text{appui}}}{0,9 \times d} \right)$ (cm^2)	Obs
Principales	Type 1	19,8	123,75	-87,28	4,32	-6,43	Observée
	Type 2	17,32	179,33	-174,83	3,12	-3,92	Observée
Secondaires	Type 1	19,66	122,13	-109,12	3,71	-4,03	Observée
	Type 2	20,02	103,31	-129,45	4,08	-6,23	Observée
	Type 3	18,67	120,04	-135,25	3,78	-5,67	Observée

Tableau V.10. Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis.

2.3. Vérification de la zone nodale (Poteaux-poutres) :

Le RPA99/2003(art 7.6.2) exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_E|)$$

Avec : $|M|$: Moment résistant ultime = $A \times z \times f_{st}$

- A: Section d'aciers de la face considérée ;
- $Z = 0,9h$;
- $f_{st} = fe/\gamma_s$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

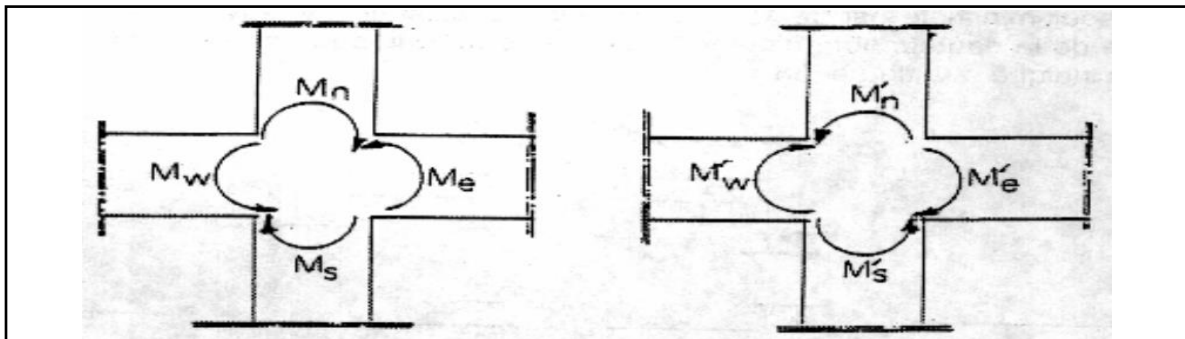


Figure V.2. Vérification de la zone nodale.

A. Calcul des moments résistantes :

Les résultats de calcul des moment résistants sont illustrés dans les tableaux suivants :

- Les poteaux :

Niveaux	h (m)	Z (m)	f_{st} (MPa)	A_s (cm^2)	A_n (cm^2)	M_{Rs} (KN.m)	M_{Rn} (KN.m)
E. sol	65	58,5	400	10,05	10,05	235,17	235,17
RDC	65	58,5	400	10,05	9,17	235,17	214,58
Etage 1	60	54	400	9,17	8,04	198,07	173,66
Etage 2	55	49,5	400	8,04	6,16	159,192	121,97
Etage 3	50	45	400	6,16	6,16	110,88	110,88

Etage 4	50	45	400	6,16	6,16	110,88	110,88
Etage 5	45	40,5	400	6,16	6,16	99,79	99,79
Etage 6	45	40,5	400	6,16	4,52	99,79	73,22
Etage 7	40	36	400	4,52	4,52	65,09	65,09

Tableau V.13. Moments résistants dans les poteaux.

- Les poutres principales :

Niveaux	h_s (m)	h_n (m)	f_{st} (MPa)	A_w (cm ²)	A_e (cm ²)	M_{Rw} (KN. m)	M_{Re} (KN. m)
E. sol	45	35	400	6,03	4,62	97,68	58,21
RDC	45	35	400	6,03	4,62	97,68	58,21
Etage 1	45	35	400	6,03	4,62	97,68	58,21
Etage 2	45	35	400	6,03	4,62	97,68	58,21
Etage 3	45	35	400	6,03	4,62	97,68	58,21
Etage 4	45	35	400	6,03	4,62	97,68	58,21
Etage 5	45	35	400	6,03	4,62	97,68	58,21
Etage 6	45	35	400	6,03	4,62	97,68	58,21
Etage 7	45	35	400	6,03	4,62	97,68	58,21

Tableau V.14. Moments résistants dans les poutres principales.

- Les poutres secondaires :

Niveaux	h (m)	Z (m)	f_{st} (MPa)	A_w (cm ²)	A_e (cm ²)	M_{Rw} (KN. m)	M_{Re} (KN. m)
E. sol	50	45	400	4,62	3,39	83,16	61,02
RDC	50	45	400	4,62	3,39	83,16	61,02
Etage 1	50	45	400	4,62	3,39	83,16	61,02
Etage 2	50	45	400	4,62	3,39	83,16	61,02
Etage 3	50	45	400	4,62	3,39	83,16	61,02
Etage 4	50	45	400	4,62	3,39	83,16	61,02
Etage 5	50	45	400	4,62	3,39	83,16	61,02
Etage 6	50	45	400	4,62	3,39	83,16	61,02
Etage 7	50	45	400	4,62	3,39	83,16	61,02

Tableau V.15. Moments résistants dans les poutres secondaires.

B. Vérification de la zone nodale :

Les zones nodales (Poteaux-Poutres Principales)							
Niveaux	$ M_s $ KN. m	$ M_N $ KN. m	$ M_w $ KN. m	$ M_E $ KN. m	$ M_s + M_N $ (KN. m)	$1,25(M_w + M_E)$ (KN. m)	Remarque
E.SOL	235,17	235,17	97,68	58,21	470,34	155,89	OUI
RDC	235,17	214,58	97,68	58,21	449,75	155,89	OUI
Etage1	198,07	173,66	97,68	58,21	371,73	155,89	OUI
Etage2	159,19	121,97	97,68	58,21	281,16	155,89	OUI
Etage3	110,88	110,88	97,68	58,21	221,76	155,89	OUI
Etage4	110,88	110,88	97,68	58,21	221,76	155,89	OUI
Etage5	99,792	99,79	97,68	58,21	199,582	155,89	OUI
Etage6	99,792	73,22	97,68	58,21	173,012	155,89	OUI
Etage7	65,088	65,09	97,68	58,21	130,178	155,89	NON
Les zones nodales (Poteaux-Poutres secondaires)							
E.SOL	235,17	235,17	83,16	61,02	682,34	144,18	OUI
RDC	235,17	214,58	83,16	61,02	582,19	144,18	OUI
Etage1	198,07	173,66	83,16	61,02	396,14	144,18	OUI
Etage2	159,19	121,97	83,16	61,02	281,16	144,18	OUI
Etage3	110,88	110,88	83,16	61,02	221,76	144,18	OUI
Etage4	110,88	110,88	83,16	61,02	221,76	144,18	OUI
Etage5	99,792	99,79	83,16	61,02	199,582	144,18	OUI
Etage6	99,792	73,22	83,16	61,02	173,012	144,18	OUI
Etage7	65,088	65,09	83,16	61,02	130,178	144,18	NON

Tableau V.16. Vérification de la zone nodale pour les différents niveaux.

On voit bien que la condition du RPA99/version 2003 n'est pas vérifiée dans tous le dernier niveau et ça va causer la formation des rotules plastiques dans les poteaux

Comme solution à ce problème on doit augmenter la section d'armatures de poteau au bien on redimensionne la section des poutres. **Pour notre cas on va augmenter la section d'armatures du poteau ;** Etages 7 + 8 = 4HA12 = 4,52 \Rightarrow 2HA14 + 2HA12 = 5,34cm².

C. Re vérification de la zone nodales :

Niveaux		$ M_s $ KN. m	$ M_N $ KN. m	$ M_s + M_N $ (KN. m)	$1,25(M_w + M_E)$ (KN. m)	Remarque
Etages 7	PP	76,896	76,896	155,972	155,89	OUI
	PS				144,18	

Tableau V.17. Re vérification de la zone nodale pour le 7^{ème} niveau.

2.4.Schémas des ferrillages :

2.4.1. Les poteaux :

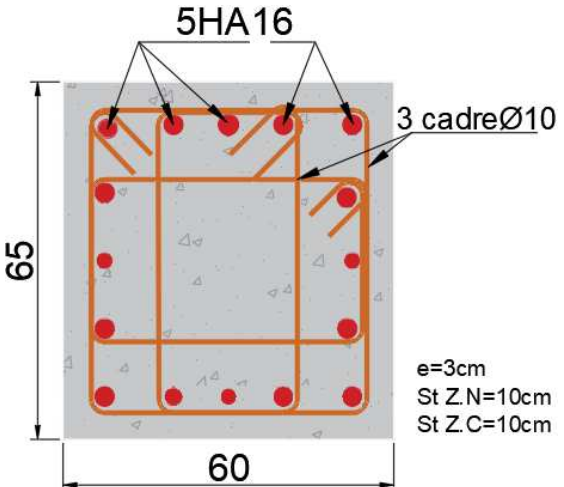
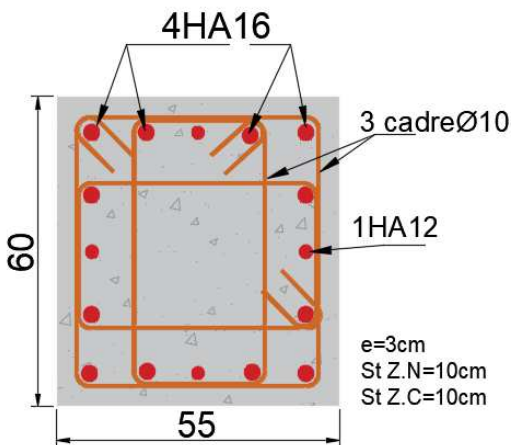
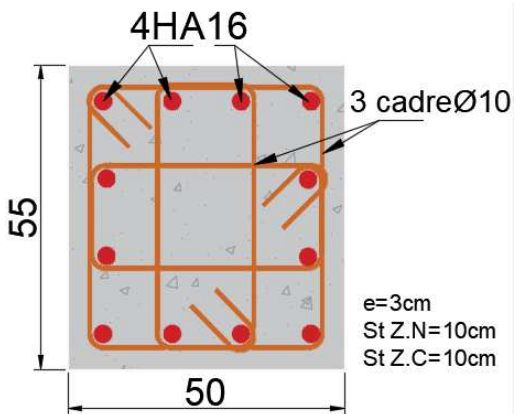
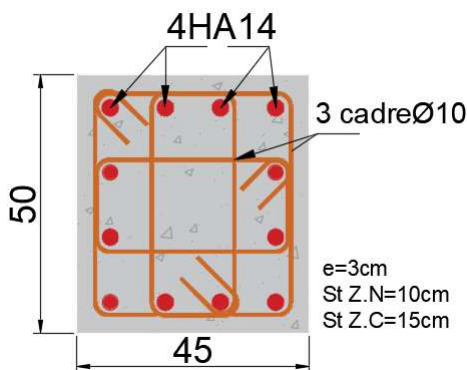
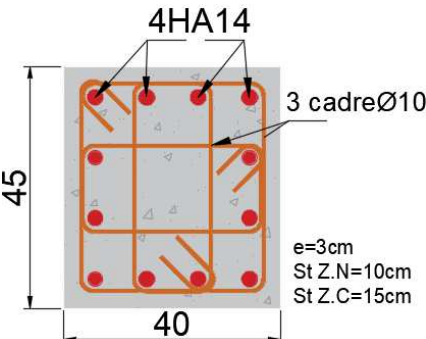
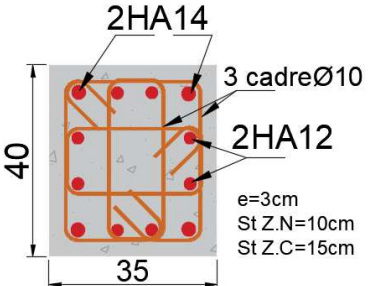
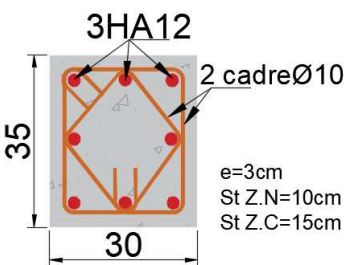
<p style="text-align: center;">D. Sol + RDC</p>  <p style="text-align: center;">65 60</p> <p style="text-align: right;">e=3cm St Z.N=10cm St Z.C=10cm</p>	<p style="text-align: center;">Etage 1</p>  <p style="text-align: center;">60 55</p> <p style="text-align: right;">e=3cm St Z.N=10cm St Z.C=10cm</p>	
<p style="text-align: center;">Etage 2</p>  <p style="text-align: center;">55 50</p> <p style="text-align: right;">e=3cm St Z.N=10cm St Z.C=10cm</p>	<p style="text-align: center;">Etage 3 + 4</p>  <p style="text-align: center;">50 45</p> <p style="text-align: right;">e=3cm St Z.N=10cm St Z.C=15cm</p>	
<p style="text-align: center;">Etage 5 + 6</p>  <p style="text-align: center;">45 40</p> <p style="text-align: right;">e=3cm St Z.N=10cm St Z.C=15cm</p>	<p style="text-align: center;">Etage 7 + 8</p>  <p style="text-align: center;">40 35</p> <p style="text-align: right;">e=3cm St Z.N=10cm St Z.C=15cm</p>	<p style="text-align: center;">Etage 9</p>  <p style="text-align: center;">35 30</p> <p style="text-align: right;">e=3cm St Z.N=10cm St Z.C=15cm</p>

Tableau V.18. Coupes transversales des poteaux.

2.4.2. Les poutres :

		Travée	Appui
Etage courant	Poutre principale Type 1		
	Poutre secondaire Type 1		
Terrasse	Poutre principale Type 2		
	Poutre secondaire Type 2		

Tableau V.19. Coupes transversales des poutres.

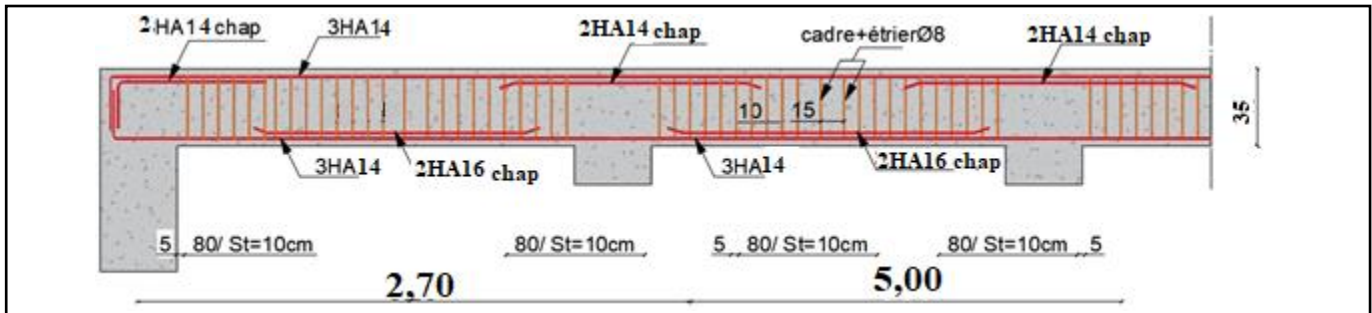


Figure V.3. Coupe longitudinale de la poutre principale(chainage).

Remarque : on va faire des barres bateaux dans l'intersection des poutres de chainages et les poutres secondaire.

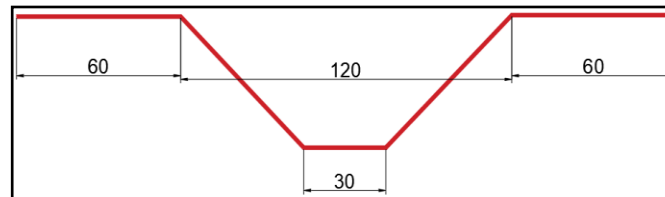


Figure V.4. Schéma de barre bateau.

3. Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (Art. 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles dans chaque structure en béton armé qui dépasse quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II.a (moyenne sismicité). Les voiles sont soumis aux efforts normaux dus aux chargements verticaux, et par des moments de flexion et de cisaillement dus aux chargements horizontaux donc leur ferrailage se fait à la flexion composée selon les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q \dots \text{ELU}$;
- $G + Q \dots \text{ELS}$;
- $\begin{cases} 0,8G \pm E_{X \text{ et } Y} \\ G + Q \pm E_{X \text{ et } Y} \end{cases} \dots \text{ELA.}$

Le ferrailage adopte pour les poteaux sera le maximum entre ces trois couples de sollicitations :

$$\begin{cases} N^{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \dots A1 \\ M^{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}} \dots A2 \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} \dots A3 \end{cases} \Rightarrow A_{\text{opte}} = \max(A1; A2; A3).$$

3.1.Recommandations du RPA99/version 2003 :

A. Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Les armatures sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voile.
- Le pourcentage des armatures à mettre en zone tendue est de $0,2\%(e \times l_t)$.
- Le pourcentage des armatures à mettre en zone comprimée est de $0,1\%(e \times l_c)$
- Le pourcentage des armatures à mettre dans toute la section est de $0,15\%(e \times L)$.

- Les barres des zones extrêmes doivent former un potelet de 4HA10 au minimum, espacée de $S_t/2$ sur une longueur de $l/10$.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

$$\text{Avec : } \begin{cases} e: \text{ l'épaisseur du voile.} \\ l_t: \text{ la longueur de la zone tendue} \\ l_c: \text{ la longueur de la zone comprimée} \\ L: \text{ la longueur total du voiles} \end{cases}$$

B. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants. Elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

C. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux est donné comme suit :

$$\begin{cases} A_{\min} = 0,15 \% b \times h \dots \dots \dots \text{ dans la section globale du voiles.} \\ A_{\min} = 0,10 \% b \times h \dots \dots \dots \text{ dans la zone courante.} \end{cases}$$
- L'espacement des barres verticales et horizontales est : $S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles par mètre carré.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans la zone qui peut être tendue.
 - 20ϕ pour les barres situées dans la zone comprimée.
- Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1\bar{V}/f_e$. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversements.

3.2.Exemple de calcul :

Nous allons exposer un exemple de calcul **Vx1** de l'entre sol :

3.2.1. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations nécessaires pour le ferrailage des voiles sont résumées dans le tableau suivant :

Etages	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN. m)	N (KN)	M (KN. m)	M (KN. m)	N (KN)	
E. sol	923,51	621,038	-272,072	253,335	746,25	83,484	278,5948

Tableau V.20. Sollicitation max dans le voile Vx1.

3.2.2. Calcul de ferrailage :

Cet exemple de calcul se fera sous la combinaison ($N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$) la plus défavorable, à la flexion composée pour une section ($e \times L$).

La section de ferrailage « A » obtenue sera répartie sur tout la tendue de la section.

➤ **Données :**

$$N^{\min} = 272,072 \text{ KN (Traction)} \rightarrow M_{\text{corr}} = 253,335 \text{ KN.m} \rightarrow V = 278,5948 \text{ KN ELA.}$$

$$L = 1,2 \text{ m} ; e = 0,20 \text{ m} ; d = 1,15 \text{ m} ; d' = 0,05 \text{ m} ; F_{\text{bu}} = 18,48 \text{ Mpa.}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{\text{min}}^{\max} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times \frac{L}{2} \Rightarrow \begin{cases} \sigma^{\max} = 6,411 \text{ Mpa} > 0 \\ \sigma^{\min} = -4,144 \text{ Mpa} < 0 \end{cases}$$

Donc la section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

➤ **Calcul des armatures verticales :**

$$M_{\text{UA}} = M_{\text{UG}} + N \left(d - \frac{L}{2} \right) = 103,69 \text{ KN.M}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{UA}}}{b \times d^2 \times F_{\text{bu}}} \Rightarrow \mu_{\text{bu}} = \frac{28,87 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,95^2 \times 18,48} = 0,021 < 0,186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\Rightarrow f_{\text{st}} = 400 \text{ Mpa} \Rightarrow \alpha = 0,027 \Rightarrow Z = 1,137 \Rightarrow A_{\text{FS}} = 2,278 \text{ Cm}^2 \Rightarrow A_{\text{FC}} = 9,08 \text{ Cm}^2$$

Soit : $A_{\text{FC}} = 9,08 \text{ Cm}^2$ dans la zone tendue.

$$A_{\text{min}}^{\text{BEAL}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,77 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 9,59 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des sections minimales de RPA :**• **Zone tendue :**

Calcul de la longueur zone tendue l_T : $l_T = L \times \frac{\sigma^{\min}}{\sigma^{\max} + \sigma^{\min}} \Rightarrow l_T = 0,73 \text{ m.}$

$$A_{\text{Z.T}}^{\min} = 0,2\% (l_T \times e) = 2,91 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 9,59 \text{ cm}^2, \text{ donc on ferraille avec } A_{\text{cal}}.$$

• **Zone comprimée :**

$$A_{\text{Z.C}}^{\min} = 0,1\% (e \times l_c)$$

Calcul de la longueur zone comprimée l_c : $l_c = L - 2 \times l_T \Rightarrow l_c = -0,257 \text{ m} < 0.$

• **Tous les voiles :**

$$A_{\text{total}}^{\min} = 0,15\% (e \times L) = 3,6 \text{ cm}^2 < A_{\text{total}}^{\text{cal}}.$$

On opte pour une face 6HA14 = 9,24 cm² ⇒ $S_t = 10 \text{ cm}$; $S'_t = 10 \text{ cm}$

➤ **Calcul des armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 \times K \times f_{t28}) b \times S_t}{0,9 \times f_e}$$

Avec : • $K = 0$, car ya reprise de bétonnage.

• Selon le RPA: $S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$. Soit $S_t = 20 \text{ cm}$.

• $\tau_u = \frac{1,4 \times V}{b \times d} = \frac{1,4 \times 134,9587 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,95} = 1,69 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}.$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

$$\text{Donc : } A_h \geq \frac{1 \times 0,99 \times 0,2 \times 0,15}{0,9 \times 400} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ Le choix : soit } A_h^{\text{opté}} = 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2.$$

$$A_h^{\min} = 0,15\% (e \times S_t) = 0,6 \text{ cm}^2 < A_h^{\text{opté}} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

3.3.Schémas de ferrailage :

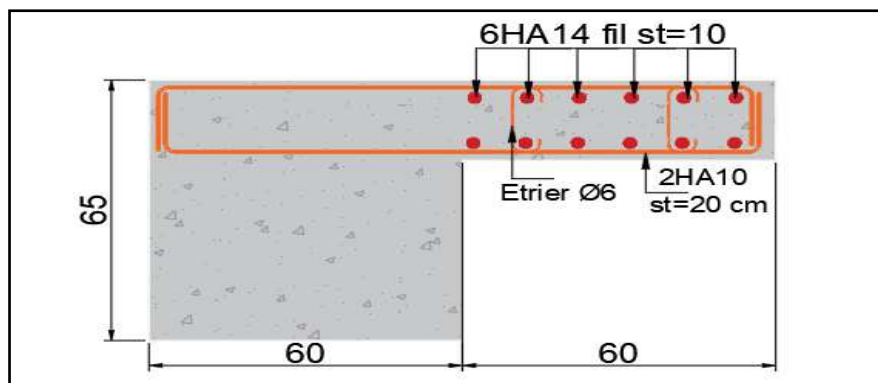


Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile Vx1.

Les résultats du ferrailage des voiles restants sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

📌 Voiles Vx1 :

Niveaux	E. sol	RDC+ 1	2 + 3	4 + 5	6 + 7	8 + 9
Armatures Longitudinales						
Section (cm²)	20 × 120	15 × 120				
M (KN. m)	253,335	212,2209	75,4104	75,2201	162,4584	140,788
N (KN)	-272,072	397,2761	3,9273	-7,7711	133,538	67,6295
σ_{max} (Mpa)	4,14	8,102	2,117	2,046	5,255	4,286
σ_{min} (Mpa)	-6,41	-3,69	-2,07	-2,13	-3,77	-3,54
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
A_{cal} (cm²)	9,08	0,058	1,60	1,75	1,96	2,27
A_{min}^{BEAL} (cm²)	2,77	2,08	2,08	2,08	2,08	2,08
I_T (cm)	72	37	59	61	50	54
A_{ZT}^{min} (cm²)	2,91	1,12	1,78	1,83	1,50	1,62
A_{total}^{min}	3,6	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10
S'_t (cm)	10	10	10	10	10	10
A_{ZT}^{opté} (cm²)	6HA14 9,24	5HA8 2,51	6HA8 3,02	6HA8 3,02	5HA8 2,51	5HA8 2,51
I_c (cm)	0	44	1,25	0	19,7	11,5
A_{ZC}^{min} (cm²)	0	0,67	0	0	0,29	0,17
A_{ZC}^{Opté} (cm²)	0	2HA8=1,01	0	0	2HA8=1,01	2HA8=1,01
A_{total}^{opté} (cm²)	12HA14	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
I_{Rec} (cm)	60	40	40	40	40	40

Armatures transversales						
V (KN)	278,59	127,259	124,2409	115,3386	99,8229	81,2743
τ_u (Mpa)	1,59	1,03	1,001	0,93	0,81	0,65
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$S_t^{A.T}$ (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1,41	0,64	0,63	0,58	0,50	0,41
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{opté}$ (cm ²)	2HA10 1,57	2HA8 1,01	2HA8 1,01	2HA8 1,01	2HA8 1,01	2HA8 1,01

Tableau V.21. Calcul de ferrailage du voile « Vx1 » dans les différents niveaux.

✚ Voiles Vy1 :

Niveaux	E. sol	RDC+ 1	2 + 3	4 + 5	6 + 7	8 + 9
Armatures Longitudinales						
Section (cm ²)	20 × 100	15 × 100				
M (KN. m)	293,744	113,0748	95,9249	83,6611	67,9034	60,0081
N (KN)	156,9254	-32,9393	88,9695	86,4207	67,766	17,3072
σ_{max} (Mpa)	9,597	4,303	4,43	3,923	3,168	2,516
σ_{min} (Mpa)	-8,03	-4,74	-3,24	-2,77	-2,26	-2,28
Type de section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
A_{cal} (cm ²)	6,26	3,46	1,45	1,14	0,95	1,37
A_{min}^{BEAL} (cm ²)	2,29	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72
I_T (cm)	45,5	52	47	48	51	47
$A_{Z.T}^{min}$ (m ²)	1,82	1,57	1,26	1,24	1,25	1,42
A_{total}^{min}	3	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
S_t (cm)	10	10	10	10	10	10
S_t' (cm)	10	10	10	10	10	10
$A_{Z.T}^{opté}$ (cm ²)	5HA14 7,70	5HA10 3,93	5HA8 2,52	5HA8 2,52	5HA8 2,52	5HA8 2,52
l_c (cm)	0,8	0	0,2	0,1	0	0
$A_{Z.C}^{min}$ (cm ²)	0	0	0	0	0	0
$A_{Z.C}^{Opté}$ (cm ²)	0	0	0	0	0	0
$A_{total}^{opté}$ (cm ²)	10HA14	10HA10	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
l_{Rec} (cm)	50	40	40	40	40	40

Armatures transversales						
V (KN)	177,1113	155,7078	157,389	135,4625	126,1378	114,7098
τ_u (Mpa)	1,30	1,52	1,54	1,33	1,23	1,12
$\bar{\tau}_u$ (Mpa)	5	5	5	5	5	5
$S_t^{A.T}$ (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	1,087	0,95	0,96	0,83	0,77	0,70
A_h^{min} (cm²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{opté}$ (cm²)	2HA10 1,57	2HA8 1,01	2HA8 1,01	2HA8 1,01	2HA8 1,01	2HA8 1,01

Tableau V.22. Calcul de ferrailage du voile « Vx2 » dans les différents niveaux.

4. Conclusion :

Les éléments principaux sont ferrillés avec les sollicitation maximum qu'on a obtenu par logiciel « ETABS », en respectant les règlements « BAEL, RPA99 » et en assurant les critères de résistances et d'économies.



Chapitre VI :
Etude de l'infrastructure

1. Introduction :

L'infrastructure est un ensemble des éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission peut être directement cas des semelles reposant sur le sol comme les semelles isolée, filante et radier ou indirectement dans cas des semelles profonds. Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

2. Etude des fondations :

2.1. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : La capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, La distance entre axes des poteaux, la profondeur de bon sol.

Pour le choix de type de fondation, on vérifie d'abord pour les semelles isolées, puis pour les semelles filantes. Si les deux choix ne conviennent pas on passe au radier générale.

2.2. Les combinaisons de calcul :

Les fondations sont dimensionnées et calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$\text{D'après le RPA99 : } \begin{cases} \mathbf{G + Q \pm E} \\ \mathbf{0,8G \pm E} \end{cases} \dots \dots \dots \text{ l'article 10.1.4.1.}$$

$$\text{D'après le DTR BC 2.33.1 : } \begin{cases} \mathbf{G + Q} \\ \mathbf{1,35G + 1,5Q} \end{cases} .$$

2.3. Vérifications des types des fondation :

2.3.1. Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{\mathbf{N}}{\mathbf{S}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Avec : **N**: L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel ETABS **N = 2466,56 KN**

S: Surface d'appui sur le sol **S = A × B**.

$\bar{\sigma}_{\text{sol}}$: La capacité portante du sol **$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,00 \text{ bars}$** .

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

On a une semelle et un poteau rectangulaire donc on doit vérifier la condition d'homothétie :

$$\frac{\mathbf{A}}{\mathbf{a}} = \frac{\mathbf{B}}{\mathbf{b}} \Rightarrow \mathbf{A} = \frac{\mathbf{a}}{\mathbf{b}} \times \mathbf{B}$$

Avec : **a, b** : dimensions du poteau à la base.

On remplace **A** dans l'équation (1) on trouve :

$$\mathbf{B} \geq \sqrt{\frac{\mathbf{b}}{\mathbf{a}} \times \frac{\mathbf{N}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{0,65}{0,6} \times \frac{2466,56}{200}} \Rightarrow \mathbf{B} \geq \mathbf{3,65 \text{ m}} .$$

L_{min} (Entre axe de poteaux) = 3 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

2.3.2. Vérification de la semelle filante :

On détermine la semelle filante la plus sollicitée en utilisant le logiciel ETABS2016, en tirant les efforts normaux situés sous les poteaux/voiles qu'elle reprend.

Les résultats des efforts normaux obtenus sont :

$$N = \sum_{i=1}^6 N_i = (1876,897 + 2267,428 + 2193,3773 + 2157,1226 + 2215,7317 + 1759,7423) = 12470,30 \text{ KN}$$

Avec : N_i : effort normal provenant du poteau « i ».

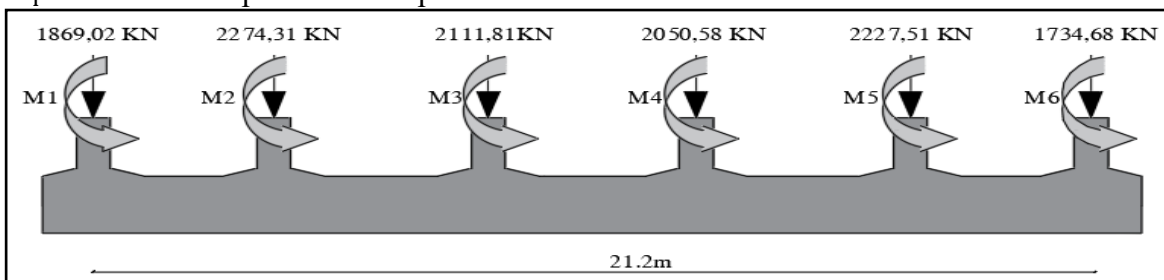


Figure VI.1. Schéma d'une semelle filante.

La surface de la semelle filante se calcule avec la formule : $\frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}}} \leq S_{\text{s.filante}}$

Détermination de la largeur B de la semelle filante :

$$\frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}}} \leq S_{\text{s.filante}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{Sol}} \times L}$$

On a : $N^{\text{ser}} = 12267,91 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 2,00 \text{ bars}$; $L = 21,2 \text{ m}$

$$B = \frac{12267,91}{200 \times 21,2} = 2,89 \text{ m.}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2,70m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

2.3.3. Radier général :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. 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.

2.3.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le pré dimensionnement du radier se fait à base des conditions suivantes :

❖ Condition de coffrage :

$$\begin{cases} h_{\text{rad}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{20} \\ h_{\text{t}} \geq \frac{L_{\text{max}}}{10} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h_{\text{rad}} \geq \frac{620}{20} = 31 \text{ cm.} \\ h_{\text{t}} \geq \frac{620}{10} = 62 \text{ cm.} \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} h_{\text{rad}}: \text{ hauteur de la dalle.} \\ h_{\text{t}}: \text{ hauteur de la nervure.} \\ L_{\text{max}}: \text{ entre axe maximal entre deux nervures.} \end{cases}$$

❖ Condition de rigidité :

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que : $L_{\max} \leq \pi \times \frac{l_e}{2}$; avec : $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$.

$$\text{Avec: } \begin{cases} l_e: \text{longueur élastique.} \\ E: \text{module de Young} = 32164,2 \text{ Mpa.} \\ I: \text{moment d'inertie du radier sue 1ml} = \frac{b \times h_t^3}{12}. \\ K: \text{coefficient de rideur du sol on a un sol moyen } \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,00 \text{ bars donc } K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} L_{\max} \leq \pi \times \frac{l_e}{2} \dots \dots (1). \\ l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}} \dots \dots (2) \end{cases} \quad \text{de (1) et (2)} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,96 \text{ m} \quad \text{Soit } h_t = 1 \text{ m.}$$

❖ Calcul de la surface du radier :

$$\text{On a: } \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}. \quad \text{Avec: } N = N_{\text{sup}} + N_{\text{inf}}$$

$$N_{\text{sup}}: \text{donné par le logiciel ETABS} = \sum N_i = 52672,031 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{inf}}: \text{poind estimé du radier} = (0,35 \times S_{\text{batiment}}) \times 25 + 1 \times 0,65 \times L \times 25 = 7388,78 \text{ KN.}$$

$$N = 52672,031 + 7388,78 = 60060,811 \text{ KN.}$$

$$\text{Donc: } S_{\text{rad}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{60060,811}{200} = 300,30 \text{ m}^2.$$

$$\text{Donc: } S_{\text{rad}} = S_{\text{batiment}} = 439,1 + \text{débordement dans la zone critique} = 452,5.$$

➤ Conclusion :

$$\text{Les dimensionnes du radier sont: } \begin{cases} \text{Hauteur du radier } h_r = 35 \text{ cm.} \\ \text{Hauteur de la nervure } h_t = 100 \text{ cm} \\ \text{Surface du radier } S_{\text{rad}} = 452,5 \text{ m}^2 \\ \text{L'enrobage } d' = 5 \text{ cm} \end{cases}.$$

2.3.3.2. Vérifications nécessaires :

☑ Vérification de la contrainte du sol : DTR BC 2.3.3.1 (Art. 3.541 a) :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \quad ; \quad \text{avec: } \begin{cases} \sigma_x = \frac{N_{\text{ser}}}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} Y_G \\ \sigma_y = \frac{N_{\text{ser}}}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} X_G \end{cases}$$

$$\text{On a les caractéristiques géométriques du radier obtenu par Socotec: } \begin{cases} S = 452,5 \text{ m}^2 \\ X_G = 10,6 \text{ m} \\ Y_G = 10,21 \text{ m} \\ I_x = 16489,9 \text{ m}^4 \\ I_y = 18615,3 \text{ m}^4 \end{cases}.$$

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

Les sollicitations obtenues avec logiciel « ETABS »

$$\begin{cases} M_x = 2317,57 \text{ KN.m} \\ M_y = 29986,19 \text{ KN.m} \\ N_{\text{ser}} = 52672,031 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Sens X-X :**

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{52,672031}{452,5} + \frac{2,31757}{16489,9} \times 10,21 = 0,118 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{52,672031}{452,5} - \frac{2,31757}{16489,9} \times 10,21 = 0,115 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

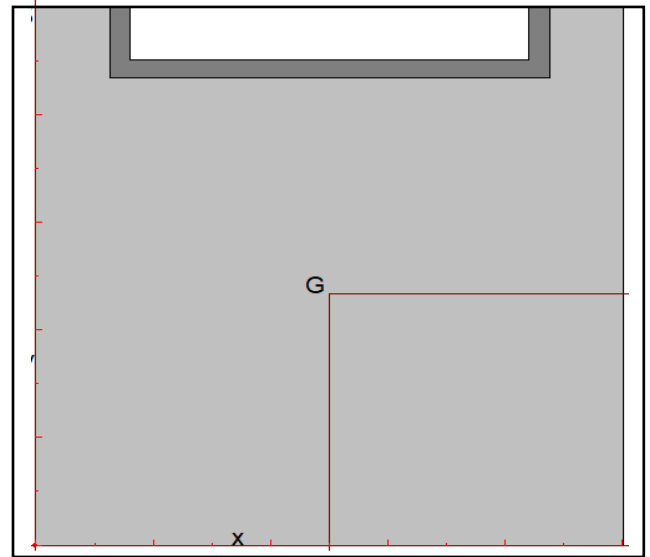


Figure VI.2. La géométrie du radier.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,118 + 0,115}{4} = 0,117 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifier.}$$

➤ **Sens Y-Y :**

$$\begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{52,672031}{452,5} + \frac{29,98618}{18615,3} \times 10,6 = 0,133 \text{ Mpa.} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{52,672031}{452,5} - \frac{29,98618}{18615,3} \times 10,6 = 0,099 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,133 + 0,099}{4} = 0,124 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,2 \text{ Mpa} \dots \dots \text{vérifier.}$$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

Vérification au poinçonnement :

Cette vérification est faite pour le poteau le plus sollicité.

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 42)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, on doit vérifier la formule suivante :

$$N_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times f_{c28} / \gamma_b.$$

Avec: $\begin{cases} N_u: \text{ la charge à l'ELU reprise par le poteau le plus sollicité.} \\ h_t: \text{ hauteur totale du radier.} \\ \mu_c: \text{ le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.} \end{cases}$

$$\mu_c = 2 \times (A + B); \text{ avec: } \begin{cases} A = a + h_t = 1,65 \\ B = b + h_t = 1,60 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 2 \times (1,65 + 1,60) = 6,5 \text{ m.}$$

Donc: $N_u = 3,3941943 \text{ MN} < 4,875 \text{ MN} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right); \text{ avec: } V_u = \frac{N_u \times L_{\text{max}} \times b}{2 \times S_{\text{rad}}}, d = 0,9 \times h_r \text{ et } b = 1 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{72328,2046 \times 6,2 \times 1}{2 \times 452,5} = 495,51 \text{ KN}, d = 0,9 \times h_r = 0,315 \text{ m.}$$

$$\tau_u = \frac{495,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,315} = 1,57 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement.}$$

☑ **Vérification au renversement :**

Selon l'article (10.1.5) du RPA on doit vérifier que l'excentrement de la force résultante gravitaire et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la fondation, c'est-à-dire que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \text{ dans les deux sens.}$$

• **Sens X-X :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2317,57}{52672,031} = 0,044 \text{ m} < \frac{B}{4} = 5,45 \text{ m} ;$$

• **Sens Y-Y :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{29986,19}{52672,031} = 0,569 \text{ m} < \frac{B}{4} = 5,56 \text{ m}$$

Pas de risque de renversement.

☑ **Vérification de la poussée hydrostatique :**

Il faut vérifier que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$.

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} N: \text{ poids total de la structure.} \\ F_s: \text{ coefficient de sécurité} = 1,15. \\ H: \text{ la profondeur du radier par rapport au TN} = 4,08 + 1,8 = 5,88 \text{ m.} \\ \gamma_w: \text{ poids volumique de l'eau} = 10 \text{ KN/m}^3. \end{array} \right.$

$$N = 52672,031 \text{ KN} > 1,15 \times 5,88 \times 452,5 \times 10 = 30598,05 \text{ KN.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussée des eaux.

2.3.3.3. Ferrailage du radier :

La radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

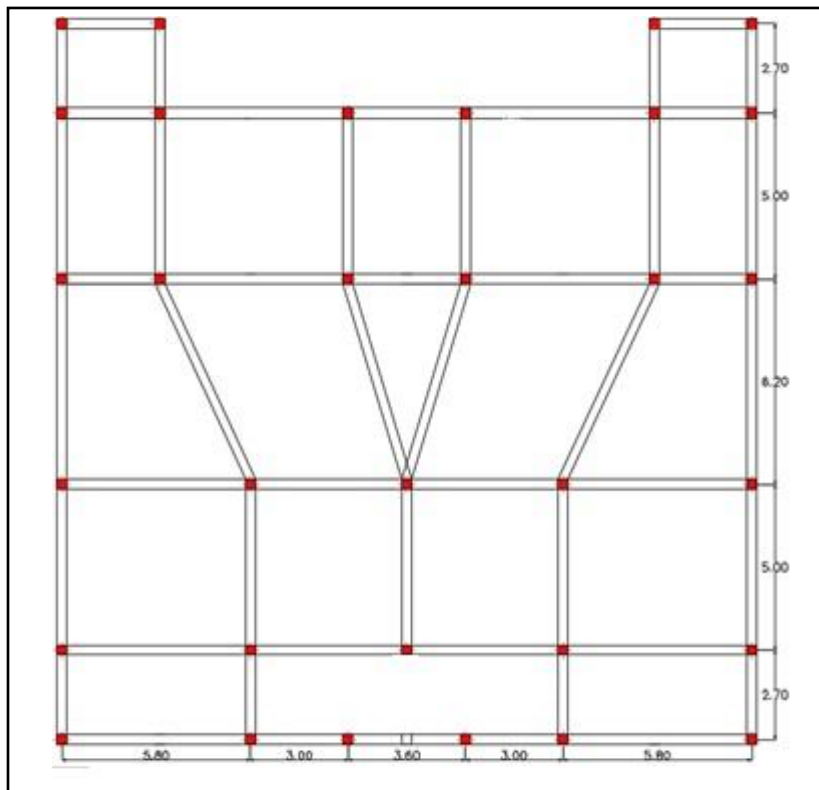


Figure VI.3. Schéma des panneaux et nervure du radier.

A. Calcul des sollicitations :

Le panneau le plus sollicité est représenté ci-contre :

$$L_x = 5,8 - 0,65 = 5,15 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 6,20 - 0,65 = 5,55 \text{ m}$$

➤ **ELU :**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \quad \text{avec: } N_u: \text{ Effort normal ultime de la structure.}$$

- Calcul de poids propre du radier :

$$P_{\text{rad}} = h_{\text{rad}} \times S_{\text{rad}} \times 25 = 3959,37 \text{ KN}$$

- Calcul de poids propre de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b_{\text{pot}} \times h_t \times L_{\text{ner}} \times 25 = 3741,08 \text{ KN}$$

Donc: $N_u = 72328,2046 + 1,35(3959,35 + 3741,08) = 82723,82 \text{ KN.}$

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{82723,82}{452,5} = 182,81 \text{ KN/m}^2.$$

Pour le panneau le plus sollicité on a :

$\rho = 0,92 > 0,4$: la dalle travaille dans les 2 sens

$$\text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,8799 \end{cases}$$

- **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$(Q_u = 182,81 \text{ KN/m}^2): \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 = 211,88 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 174,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 158,91 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 131,12 \text{ KN.m} \\ M_a^x = -0,5 \times M_0^x = -105,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait à la F.S pour une bande de (1ml) , $d = 0,30 \text{ cm}$,

$$A_{\text{min}}^{\text{BAEL}} = \begin{cases} \rho > 0.4 \\ e \geq 12\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\text{min}} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e \\ A_y^{\text{min}} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

A. Calcul de ferrailage :

Les résultats obtenus de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Position	Sens	M (KN.M)	μ_{bu}	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{opte} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X-X	158,91	0,124	0,280	16,30	2,99	9HA16=18,10	11
	Y-Y	131,12	0,102	0,283	13,27	2,8	9HA14=13,85	11
Appui		-105,94	0,082	0,287	10,60	2,99	10HA12=11,31	10

Tableau VI.1. Ferrailage du radier

B. Vérifications nécessaires :❖ **Vérifications à L'ELU :**☑ **Espacements :**

On a : FN et chargement répartie donc $\Rightarrow S_t \leq \min(2h_{rad} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$ Verifiée.

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

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{Q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 270,32 \text{ KN.} \\ V_u^y = \frac{Q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 215,98 \text{ KN.} \end{cases}$$

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ Mpa.}$

$$\tau_u = \frac{270,32 \times 10^{-3}}{1 \times 0,3} = 0,90 \text{ Mpa} \leq 1,17 \text{ Mpa} \dots \text{ Il n'est pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

❖ **Vérifications à L'ELS :**

$$\text{On a : } Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

Avec : $N_s = (52672,031 + 3959,35 + 3741,08) = 60372,46 \text{ KN}$

On trouve : $Q_s = 133,42 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$Q_s = 133,42 \text{ KN/m}^2 : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 = 180,12 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 158,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moment corrigés :**

$$\text{ELS: } \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_0^x = 135,09 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 0,75 \times M_0^y = 118,86 \text{ KN.m.} \\ M_a = -0,5 \times M_0^x = -90,06 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

☑ **Vérification des contrainte :**

$$\text{On doit vérifier : } \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa (FN).} \end{cases}$$

Les résultats obtenus de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Position	Sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Obs
Travée	X-X	135,09	10,33	141789,19	$9,84 \leq 15$	OUI	$281,11 \leq 201,63$	NON
	Y-Y	118,86	9,27	115830,27	$9,51 \leq 15$	OUI	$319,08 \leq 201,63$	NON
Appui		-90,06	8,53	98890,37	$7,77 \leq 15$	OUI	$293,29 \leq 201,63$	NON

Tableau VI.2. Vérification des contrainte à l'ELS.

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée. Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leur vérification :

Position	Sens	M_{ser} (KN. m)	$\beta \times 10^{-3}$	α	A_{ser} (cm ²)	A_{opte} (cm ²)	S_t (cm)
Travée	X-X	135,09	7,444	0,394	25,70	9HA20=28,27	11
	Y-Y	118,86	6,549	0,374	22,44	8HA20=25,13	12
Appui		-90,06	4,962	0,334	16,75	9HA16=18,10	11

Tableau VI.3. Re calcul de ferrailage du radier à l'ELS.

A. Schéma de ferrailage du radier :

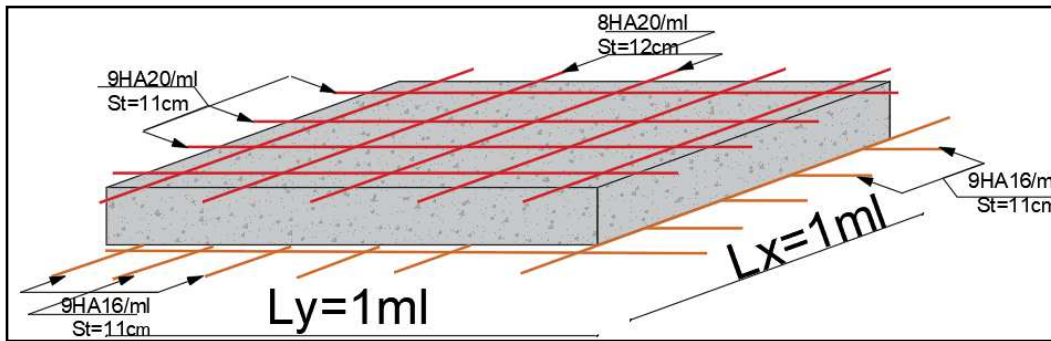


Figure VI.4. Schéma 3D de ferrailage du radier pour 1 ml.

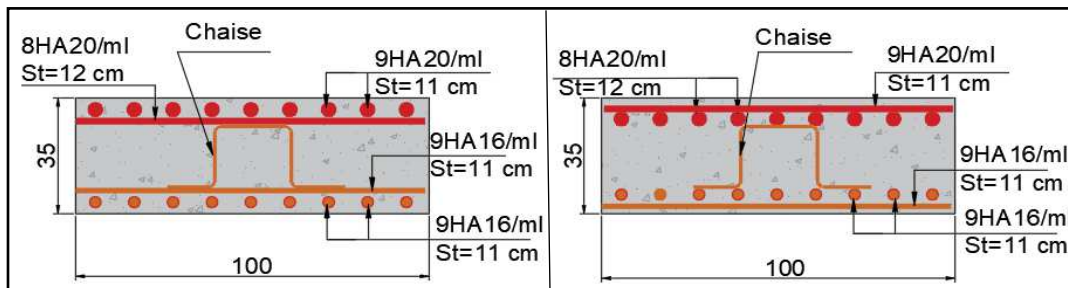


Figure VI.5. Coupe de ferrailage du radier selon x-x et y-y.

3. Étude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en « T » renversées, noyées dans le radier. Elles servent d'appuis pour la dalle du radier, et sont calculées à la flexion simple.

3.1. Calcul de la charge qui revient aux nervures :

La répartition des charges sur chaque travée s'effectue en fonction des lignes de ruptures, pour l'étude des nervures, on s'intéresse au cas le plus défavorable.

Pour faciliter les calculs, les charges trapézoïdales et triangulaires sont remplacées par des charges uniforme équivalente qui produirai les mêmes sollicitations maximums

soit $\begin{cases} q_m: \text{charge équivalente qui produirai le meme moment que la charge réelle} \\ q_v: \text{charge équivalente qui produirai le meme effort tranchant que la charge réelle} \end{cases}$

Charge Trapézoïdale	Charge triangulaire
$q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times l_{xd} \right]$ $q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times l_{xd} \right]$ <p> $\rho = l_x/l_y$ P: charge répartie sur la surface du radier </p>	<p>Le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :</p> $q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$ <p>Le cas d'une seule charge sur travée</p> $\left\{ \begin{array}{l} q_m = \frac{2}{3} Pl_x \\ q_v = \frac{1}{2} Pl_x \end{array} \right.$

Tableau VI.4. Les expressions de calcul des charge équivalentes.

Les expressions de la charge triangulaires sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

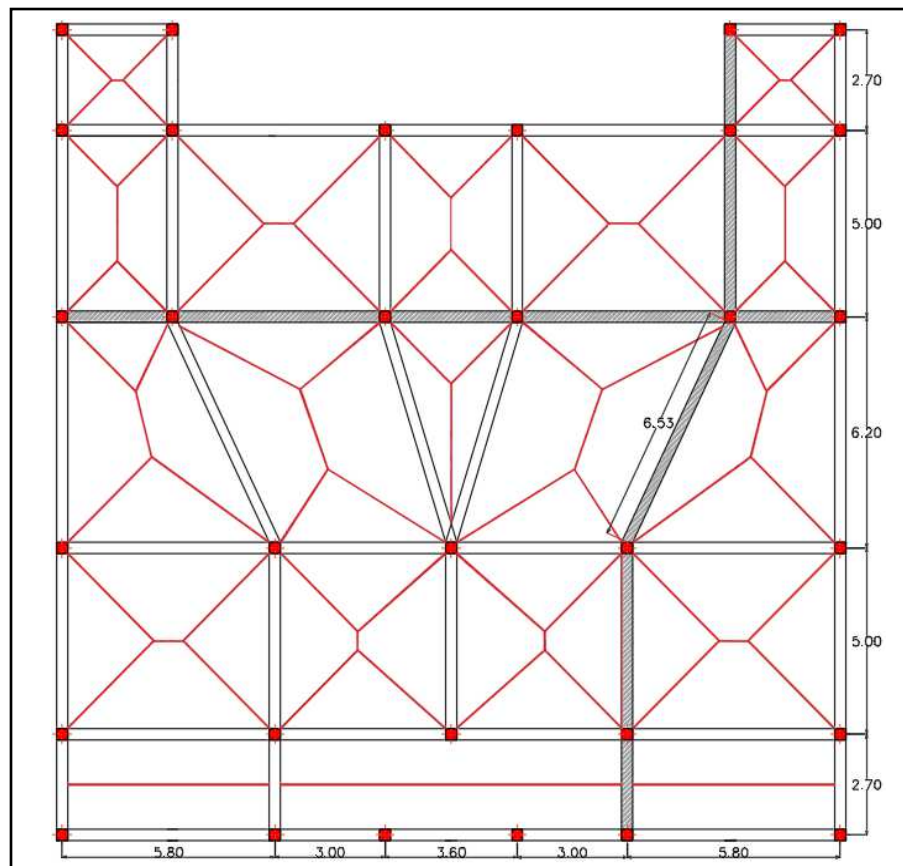


Figure VI.6. Les ligne de rupture du radier.

Les expressions de la charge triangulaires sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

Le tableau suivant montre les charges équivalentes qui revient aux nervures après les calculs :

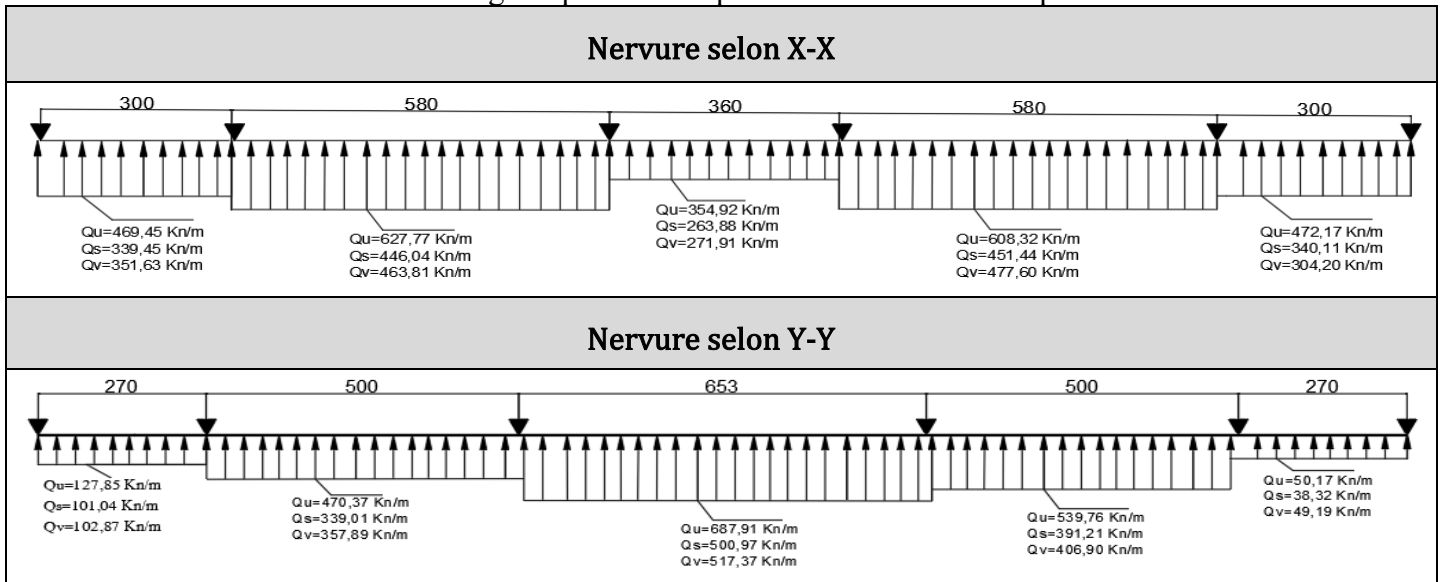
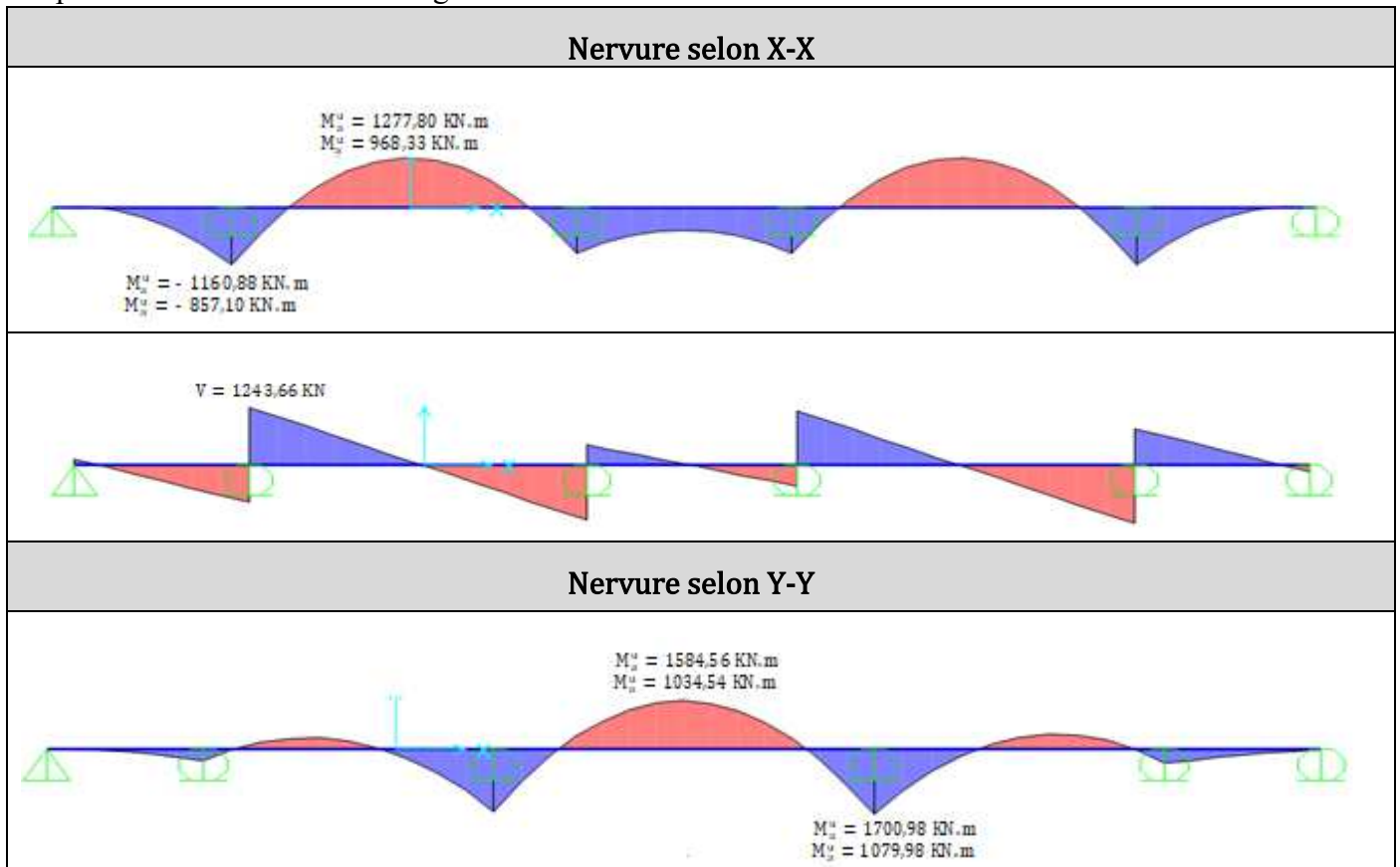


Tableau VI.5. Les charges équivalentes qui revient aux nervures.

3.2.Calcul des sollicitations :

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable. Les résultats de calcul des sollicitations sont représentés sous formes des diagramme données dans le tableau suivant :



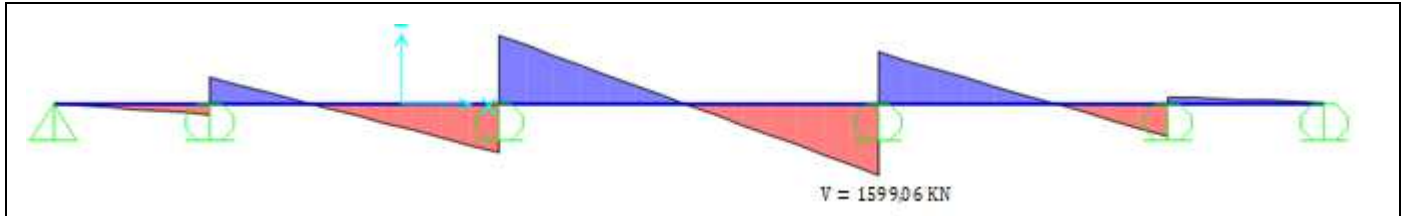


Tableau VI.6. Les Sollicitations maximum dans les nervures.

3.3.Ferraillage des nervures :

Le ferraillage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en « T » :

- Détermination de la largeur b :

Données de calcul :

$$\begin{cases} h = 100 \text{ cm (Hauteur totale)} \\ h_0 = 35 \text{ cm (hauteur du radier)} \\ b_0 = 65 \text{ cm (largeur du poteau à la base)} \end{cases}$$

On a: $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$ **CBA Art 4.1.3**

Selon X-X :

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(2,575; 0,205) \Rightarrow b \leq 1,06 \text{ m}$$

Selon Y-Y :

$$\frac{b - 0,65}{2} \leq \min(2,94; 0,235) \Rightarrow b \leq 1,12 \text{ m}$$

On opte : $\begin{cases} \text{selon } x - x : b = 100 \text{ cm} \\ \text{selon } y - y : b = 110 \text{ cm} \end{cases}$

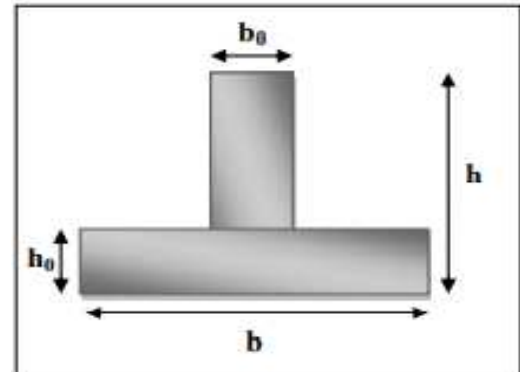


Figure VI.7. Section à ferrailler.

A. Armatures longitudinales :

Les résultats du ferraillage des nervures sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Position	M (KN. m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	Choix	$A_{opté}(cm^2)$
XX	Travée	1277,80	40,75	11,47	7HA25+3HA20	43,78
	Appui	-1160,88	36,83	7,45	5HA20+5HA25	40,25
YY	Travée	1584,56	51,25	12,61	8HA25+2HA32	55,35
	Appui	-1700,98	55,31	7,45	7HA25+3HA32	58,49

Tableau VI.7. Ferraillage longitudinale des nervures.

B. Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_t^{\min}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(28,35; 65; 20 \text{ mm}) \Rightarrow \phi_{trans} = 10 \text{ mm}$$

$$A_{trans} = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2.$$

C. Armature de peau :

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton. D'après l'article (A.7.3 CBA), leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_p = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

D. Vérifications nécessaires :**❖ Vérifications à L'ELU :****☑ Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = V/b_0 \times d \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens } x - x : \tau_u = 1436,34 \times 10^{-3} / 1 \times 0,95 = \mathbf{1,51 \text{ Mpa}} \\ \text{Sens } y - y : \tau_u = 1714,77 \times 10^{-3} / 1,1 \times 0,95 = \mathbf{1,64 \text{ Mpa}} \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement.

☑ Espacement des armatures transversales :

L'espacement S_t des armatures transversales est défini par le minimum entre les trois formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min(0,9 \times d ; 40\text{cm}) \quad \Rightarrow (1) \dots S_{t1} \leq 40 \text{ cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_{\text{trans}} \times f_e}{0,4 \times b_0} \quad \Rightarrow (2) \dots S_{t2} \leq 72,4 \text{ cm} \\ S_{t3} \leq A_{\text{trans}} \times \frac{0,8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{ij} \times K)} \quad \Rightarrow (3) \dots S_{t3} \leq 22,95 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\{ \mathbf{K} = 1$ on a une flexion simple, et il y'a pas une reprise de betonage
 $\mathbf{\alpha} = 90^\circ$ car on a des armatures droites

$$S_t \leq \min (S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \quad \Rightarrow \mathbf{D'ou } S_t = \mathbf{15 \text{ cm et } 10 \text{ cm}} \text{ pour la zone nodale.}$$

❖ Vérifications à L'ELS :

La vérification des contraintes et de béton et l'acier à l'ELS se fait comme suit :

☑ Vérification des contrainte :

$$\text{On doit vérifier : } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa (FN)}. \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Position	$M_{\text{ser}}(\text{KN. m})$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Obs	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	Obs
XX	Travée	968,33	29,36	3587529,11	$7,92 \leq 15$	OUI	$265,75 \leq 201,63$	NON
	Appui	-857,10	21,92	3234971,67	$5,80 \leq 15$	OUI	$290,43 \leq 201,63$	NON
YY	Travée	1034,54	32,27	4387226,27	$7,61 \leq 15$	OUI	$221,88 \leq 201,63$	NON
	Appui	-1079,98	25,29	4802637,77	$5,68 \leq 15$	OUI	$235,14 \leq 201,63$	NON

Tableau VI.8. Vérification des contrainte à l'ELS.

On doit re calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée. Les tableaux ci-dessous résument les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leur vérification :

Sens	Position	$M_{ser}(\text{KN. m})$	$\beta \times 10^{-3}$	α	$A_{ser}(\text{cm}^2)$	$A_{opte}(\text{cm}^2)$	$A_{opté}(\text{cm}^2)$
XX	Travée	968,33	5,321	0,343	57,09	7HA25+3HA32	58,49
	Appui	-857,10	4,710	0,326	50,20	6HA20+4HA32	51,02
YY	Travée	1034,54	5,685	0,353	64,21	7HA32+3HA25	71,03
	Appui	-1079,98	5,934	0,359	69,65	9HA32+1HA20	75,52

Tableau VI.9. Re calcul de ferrailage des nervures à l'ELS.

3.4.Schémas de ferrailage :

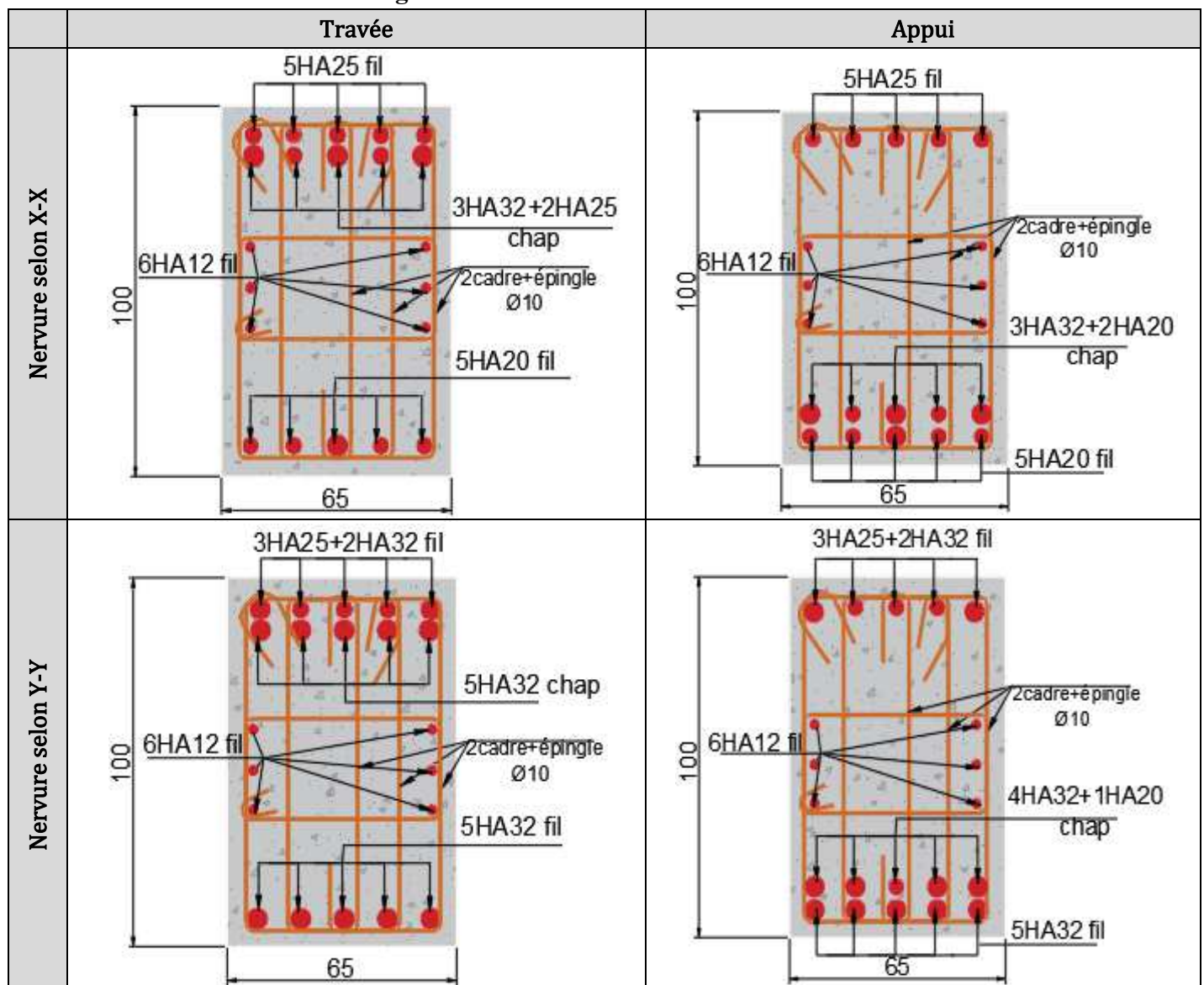


Tableau VI.10. Coupes transversales des nervures selon X-X et Y-Y.

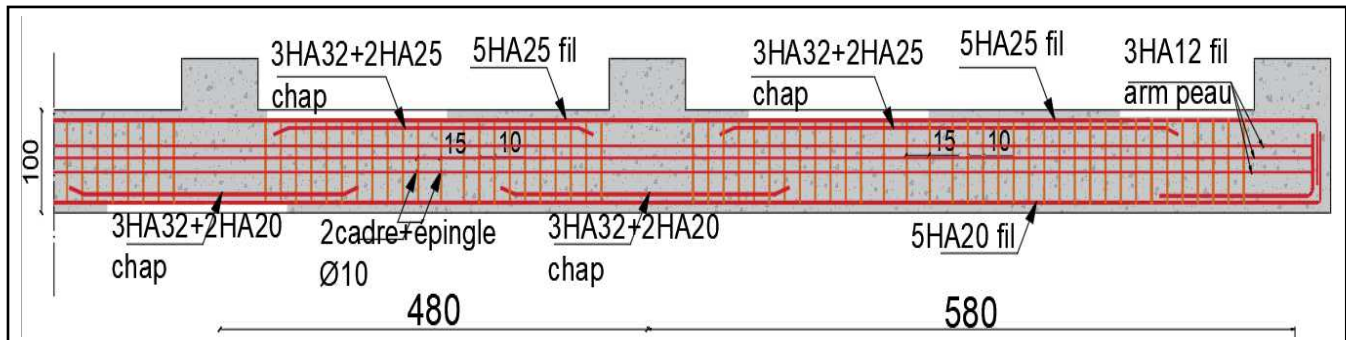


Figure VI.8. Coupe longitudinale de la nervure selon X-X

4. Étude de voile périphérique :

Selon le RPA99/2003(art.10.1.2) les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique, Le voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Une épaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures horizontales et verticales est de $0,1\%(b \times h)$.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

4.1. Caractéristiques du voile :

Les voiles seront calculés comme des panneaux de dalles sur quatre appuis, le calcul se fera pour le voile (panneau) le plus sollicité, qu'est le voile de travée $L = 5,8$ m et $H = 4,08$ m.

4.1.1. Caractéristiques du voile le plus sollicité :

$$\begin{cases} \text{Hauteur : } H = H_{EN2} - H_{PP} = 4,08 - 0,5 = 3,58 \text{ m.} \\ \text{Longueur : } L = 5,8 - 0,6 = 5,2 \text{ m.} \\ \text{Épaisseur : } e = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

4.1.2. Caractéristiques du sol :

$$\begin{cases} \text{Poids spécifique : } \gamma_h = 21,3 \text{ KN/m}^3. \\ \text{Cohésion (sol non cohérent) : } C = 0,61. \\ \text{Angle de frottement : } \varphi = 22,9^\circ. \end{cases}$$

4.2.Évaluation des charges et surcharges :

➤ La poussée des terres :

Pour des raisons de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle crée une poussée dans le sens favorable.

$$P_{\text{ter}} = h \times \gamma_h \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow P_{\text{ter}} = 38,22 \text{ KN/m}^2.$$

➤ Surcharge Q :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad \text{on trouve : } Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 4,39 \text{ KN/m}^2.$$

4.3.Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargées d'une contrainte moyenne.

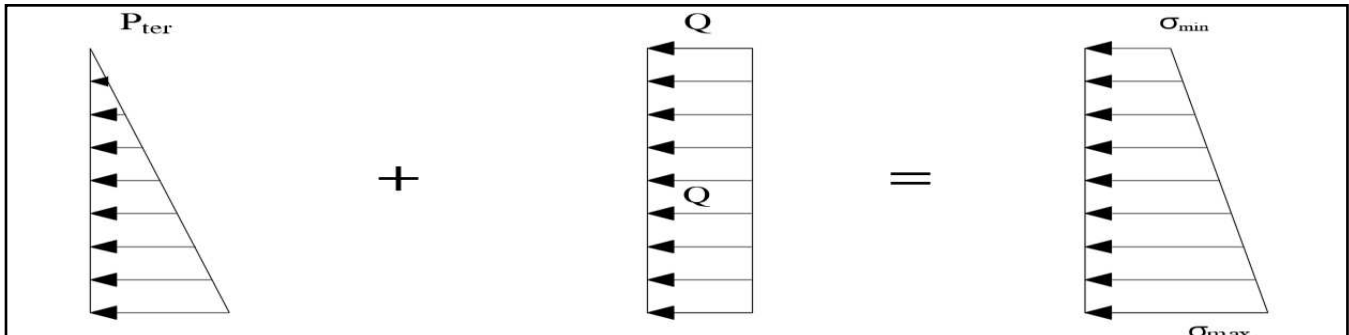


Figure VI.9. Diagramme des contraintes sur le voile.

$$\begin{aligned} \text{ELU: } & \begin{cases} \text{à } h = 0 \text{ m: } \sigma^{\min} = 1,5 \times 4,39 = \mathbf{6,59 \text{ KN/m}^2}. \\ \text{à } h = 4,08 \text{ m: } \sigma^{\max} = 1,35 \times 38,22 + 1,5 \times 4,39 = \mathbf{58,18 \text{ KN/m}^2}. \end{cases} \\ \text{ELS: } & \begin{cases} \text{à } h = 0 \text{ m: } \sigma^{\min} = 4,39 = \mathbf{4,39 \text{ KN/m}^2}. \\ \text{à } h = 4,08 \text{ m: } \sigma^{\max} = 38,22 + 4,39 = \mathbf{42,61 \text{ KN/m}^2}. \end{cases} \end{aligned}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc la contrainte moyenne est égale à :

$$\sigma_u^{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 58,18 + 6,59}{4} \times 1\text{ml} = \mathbf{45,28 \text{ KN/m}}.$$

Pour le ferrailage on prend le panneau le plus sollicité dont Les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} L_x = 3,59 \text{ m} ; b = 1 \text{ m.} \\ L_y = 5,2 \text{ m} ; e = 0,20 \text{ m.} \end{cases} ; \quad \rho = 0,69 > 0,4 : \text{ la dalle travaille dans les 2 sens}$$

$$\text{ELU: } \begin{cases} \mu_x = 0,0697 \\ \mu_y = 0,4181 \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} \mu_x = 0,0755 \\ \mu_y = 0,5704 \end{cases} .$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$\sigma_u^{\text{moy}} = 45,28 \text{ KN/ml: } \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times \sigma_u^{\text{moy}} \times l_x^2 = 40,67 \text{ KN. m} \\ M_0^y = \mu_y \times \sigma_u^{\text{moy}} = 17,00 \text{ KN. m} \end{cases} .$$

➤ **Calcul des moment corrigés :**

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 34,57 \text{ KN. m} . \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 14,45 \text{ KN. m} . \\ M_a = -0,5 \times M_0^x = -20,33 \text{ KN. m} . \end{cases}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage du voile se fait à la F.S pour une bande de (1ml) , $d = 0,17\text{cm}$,

$$A_{\min}^{\text{rpa}} = 0,1\% \times b \times h ; A_{\min}^{\text{BAEL}} = \begin{cases} \rho > 0.4 \\ e \geq 12\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

Les résultats obtenus de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Position	Sens	M (KN. M)	μ_{bu}	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)		A _{opte} (cm ²)	S _t (cm)
						A _{min} ^{rpa}	A _{min} ^{BAEL}		
Travée	X-X	34,57	0,084	0,162	7,03	2	1,85	5HA14=7,70	20
	Y-Y	14,45	0,035	0,167	2,86	2	1,6	4HA10=3,14	25
Appui		-20,33	0,049	0,165	4,05	2	1,85	4HA12=4,52	25

Tableau VI.11. Ferrailage de voile périphérique.

4.4. Vérifications nécessaires :

❖ **Vérifications à L'ELU :**

☑ **E spacements :**

On a : FN et chargement répartie donc $\Rightarrow S_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} \dots$ Verifiée

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

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{\sigma_u^{\text{moy}} \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 66,23 \text{ KN.} \\ V_u^y = \frac{\sigma_u^{\text{moy}} \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 21,79 \text{ KN.} \end{cases}$$

On doit vérifie que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{Mpa.}$

$$\tau_u = \frac{66,23 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,39 \text{ Mpa} \leq 1,17 \text{ Mpa} \dots \dots \text{ Il n'est pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

❖ **Vérifications à L'ELS :**

$$\text{Soit : ELS: } \begin{cases} \sigma^{\min} = 4,39 \text{ KN/m}^2. \\ \sigma^{\max} = 42,61 \text{ KN/m}^2. \end{cases}$$

$$\sigma_s^{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 42,61 + 4,39}{4} \times 1\text{ml} = 33,05 \text{ KN/m.}$$

➤ Calcul des moments isostatiques :

$$\sigma_s^{\text{moy}} = 33,06 \frac{\text{KN}}{\text{ml}} : \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times \sigma_s^{\text{moy}} \times l_x^2 = 32,18 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^y = 18,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moment corrigés :

$$\text{ELS:} \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 27,34 \text{ KN.m.} \\ M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 15,59 \text{ KN.m.} \\ M_a = -0,5 \times M_0^x = -16,08 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

☑ Vérification des contrainte :

$$\text{On doit vérifier :} \begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ Mpa (FN)}. \end{cases}$$

Les résultats obtenus de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	Obs	σ _s ≤ σ̄ _s	Obs
Travée	X-X	27,34	5,22	20768,96	6,87 ≤ 15	OUI	232,55 ≤ 201,63	NON
	Y-Y	15,59	3,55	10011,78	5,54 ≤ 15	OUI	314,84 ≤ 201,63	NON
Appui		-16,08	4,17	13577,54	4,94 ≤ 15	OUI	227,98 ≤ 201,63	NON

Tableau VI.12. Vérification des contrainte à l'ELS.

On doit re calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée. Les tableaux ci-dessous résumant les résultats de calcul des armatures à l'ELS ainsi que leur vérification :

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	β × 10 ⁻³	α	A _{ser} (cm ²)	A _{opte} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	X-X	27,34	4,69	0,375	9,12	6HA14=9,24	16
	Y-Y	15,59	2,67	0,283	5,02	5HA12=5,65	20
Appui		-16,08	2,76	0,287	5,19	5HA12=5,65	20

Tableau VI.13. Re calcul de ferrailage du voile périphérique à l'ELS.

☑ Re vérification des contrainte :

Position	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	Obs	σ _s ≤ σ̄ _s	Obs
Travée	X-X	27,34	5,62	23866,12	6,43 ≤ 15	OUI	195,30 ≤ 201,63	OUI
	Y-Y	15,59	4,58	16275,60	4,39 ≤ 15	OUI	178,57 ≤ 201,63	OUI
Appui		-16,08	4,58	16275,60	4,52 ≤ 15	OUI	183,86 ≤ 201,63	OUI

Tableau VI.14. Re vérification des contrainte à l'ELS.

4.5. Schémas de ferrailage :

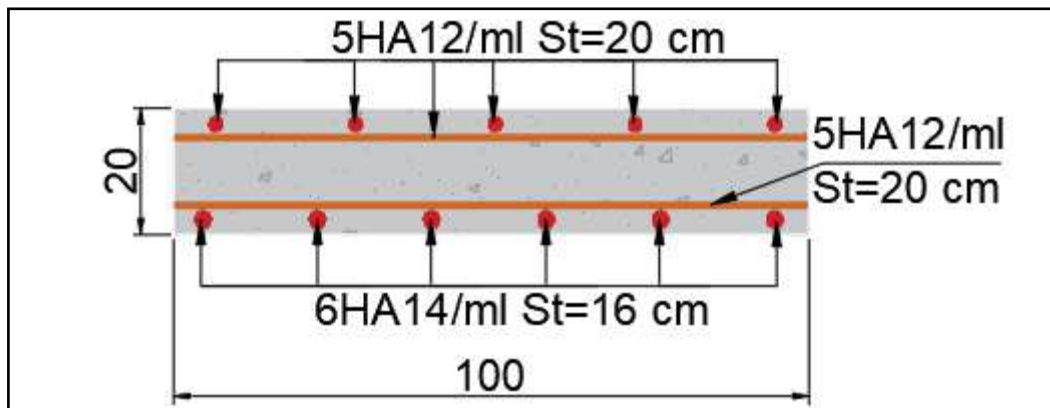


Figure VI.10. Schéma de ferrailage pour le voile périphérique pour 1ml.

5. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Pour notre structure nous avons choisie comme fondation un radier général vue les caractéristiques mécaniques du sol et la géométrie de la structure.

Un voile périphérique à était prévu et calculer comme des panneaux de dalles sur quatre appuis, pour stabiliser le massif du sol de L'entre sol et de supporter les poussées des terres.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

L'étude de ce projet nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances dans le Domain du génie civil, et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, et maîtriser les concepts et les règlements régissant ce domaine, et aussi apprendre à utiliser plusieurs logiciels (ETABS, SAP2000, EXCEL, SOCOTEC...).

Cette étude nous permet d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- Le pré dimensionnement des éléments structuraux est vraiment nécessaire dans un projet.
- La modélisation doit inclure tous les éléments de la structure pour permettre d'avoir un comportement proche du réel.
- Une bonne disposition des voiles est vraiment importante pour avoir un bon comportement.
- La vérification de l'interaction voile-portiques sur le dimensionnement des éléments porteurs est vraiment importante.
- La vérification de second ordre garantie la stabilité de la structure vis-à-vis les déplacements horizontaux.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux

Enfin, ce projet nous a permis de mettre en pratique toute nos connaissances acquises durant notre parcours universitaire.

Bibliographie

- **BAEL91 revissées 99** : règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton arme suivant la méthode des états limites.
- **CBA93** : règle de conception et de calcul des structures en béton arme.
- **RPA99** : règle parasismiques algériennes. Édition CGS, version 2003
- **DTR BC 2.4** Conception et dimensionnement des structures mixtes Aciers béton.
- **DTR B.C2.2** Charge et surcharges.
- Autres documents consultés.
- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'étude

ANNEXES

$\varnothing(mm)$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,20	0,28	0,50	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,64	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,80
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33
Les Sections sont en Cm^2											

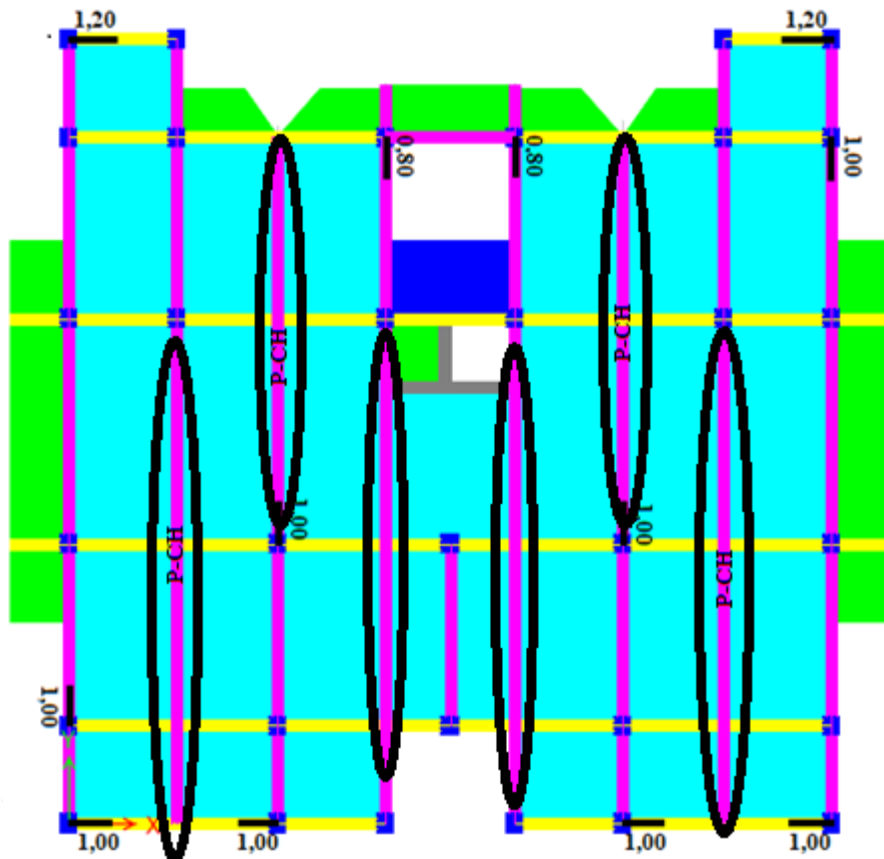
ANNAXE 1 : Tableau de ferrailage.

$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	<i>ELU</i> $\nu = 0$		<i>ELS</i> $\nu = 0,2$		$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	<i>ELU</i> $\nu = 0$		<i>ELS</i> $\nu = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,4	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,300	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6647
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7933
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0537	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817	/	/	/	/	/

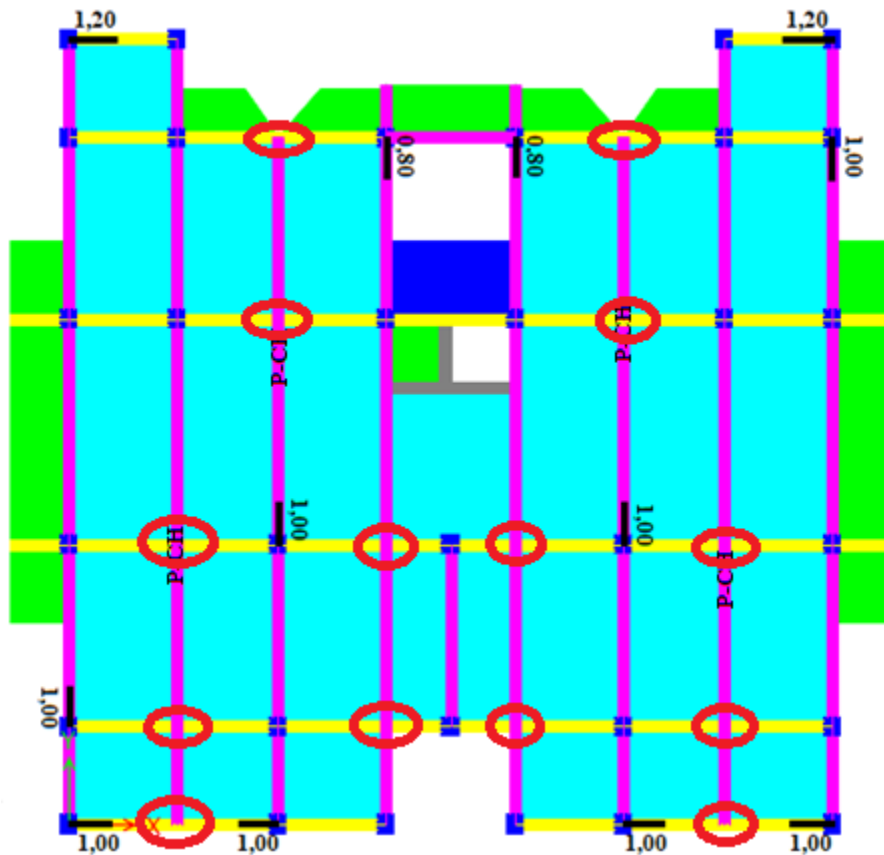
ANNAXE 2 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

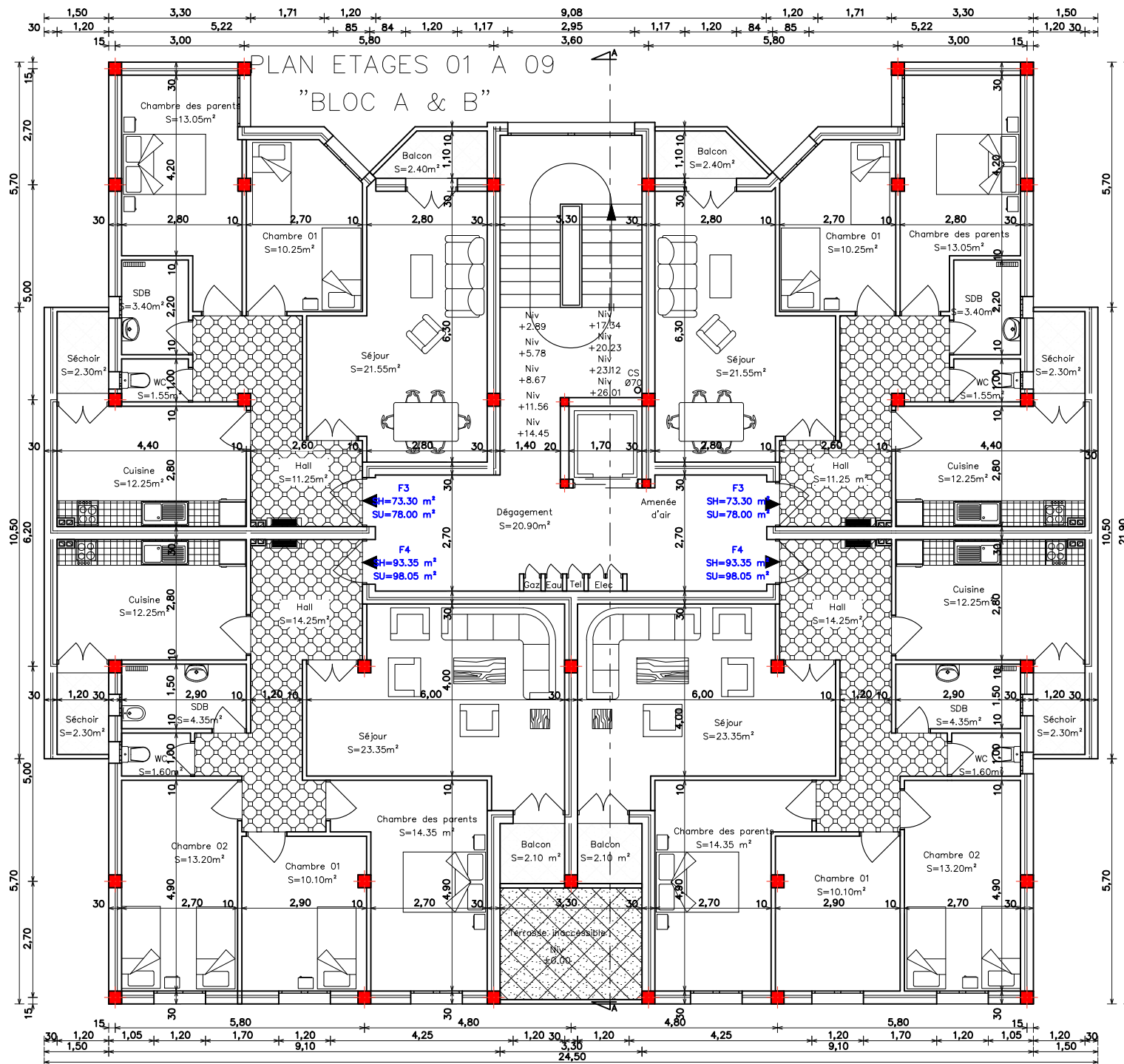
Plans architecturaux
Et
Conclusion de rapport de sol

L'emplacement des poutres de chaînage :



L'emplacement des barres bateaux :





COUPE AA
(BLOC A)

