

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA-BEJAIA
FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL**



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de master en génie civil

Option : structures

THEME

**Etude d'un bâtiment en béton armée (RDC+7 étages et 2 Entre sol)
à usage d'habitation, Commerce et Service, contreventé par un
Système Mixte (Voiles - Portiques)**

Réaliser par :

- Mr : BOUGUERRIOU Moussa
- Mr : IKESSOULENE Abdelmoumen

Promoteurs :

- Mr : KERNOU Nassim

Membre de jury :

- Mr : SERIKMA Mourad
- Mr : OURTEMACHE Mourad

Année Universitaire : 2019/2020

REMERCIEMENTS

Nous remercions tout d'abord Dieu le tout puissant qui nous a donné la force et le courage pour faire aboutir ce travail.

Nous tenons à remercier également notre encadreur : Monsieur KERNOU Nassim pour son intérêt permanent porté à notre travail, et ses disponibilité, il nous à été d'une aide précieuse dans l'accomplissement de notre étude.

Nos remerciements anticipés vont aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous font pour juger et apprécier notre travail.

Nous adressent également nos sincères remerciements à toutes les personnes qui ont apporté leur aide précieuse sous forme de conseils ou de documentation pour mener à terme ce mémoire.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail

*A la source qui déborde, la personne si tendre, si adorable, qui m'a donnée la vie,
celle qui m'a éclaircie les chemins, rien que pour toi maman que tous les mots du
monde ne suffiront de te remercier.*

*A la personne de qui j'ai tiré la force, j'ai pris la persévérance ; celle qui m'a
plantée l'art de la réussite, rien que pour toi papa.*

A tous mes chers frères Boubker, et Fayçal

A mes chères sœurs Sandra et Assia

A tous mes cousins et cousines

A toutes mes amis : Zahir, Nacer, Lyace , Salim , Aimad

A mon binôme Moussa

Et tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail

ABDELMOUMEN

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A mon très cher frère et mes sœurs.

A mes meilleurs amis en particuliers Nacer, Zahir, Sofiane (dafdaf), Aïmed qui nous ont aidés durant ce travail, et tous ceux qui mont souhaite de la réussite donne la vie et spécialement a mon binôme (Abdelmoumen) avec qui on a passé des bons et des mauvais moment je vous dis merci

Moussa

Symboles Et Notations

Symboles	Notations
A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés.
A_{ser}	Section d'aciers pour l'ELS.
A_u	Section d'aciers pour l'ELU.
A_r	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
B	Aire d'une section de béton.
v	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
E_h	Module de déformation longitudinal du béton.
E_j	Module d'élasticité instantanée.
E_s	Module de d'élasticité de l'acier.
F	Force ou action générale.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M_u	Moment de calcul ultime.
M_{ser}	Moment de calcul de service.
N	Effort normal.
N_{ser}	Effort normal en service.
N_u	Effort normal de service.
V	Effort tranchant.
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
Q	Action ou charge variable.
S	Section.
Br	Section réduite.
M_a	Moment sur appui.
M_t	Moment en travée.

Symboles Et Notations

a	Une dimension transversale.
b	Une dimension longitudinale.
b₀	Épaisseur brute de l'arme d'une section.
d	Hauteur utile.
e	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
F_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
F_{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
f_{c28} et f_{t28}	Resistance calculé à 28 jours.
h₀	Épaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section de béton armé.
i	Rayon de giration d'une section.
j	Nombre de jours.
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
l_r	Longueur de flambement.
l_s	Longueur de scellement.
St	Espacement des armatures.
α	Angle en général, coefficient.
γ	Coefficient
ε	Déformation relative.
λ	Elancement.
ν	Coefficient de poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions.
σ	Contrainte normale.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier.
σ_i	Contrainte de traction.
τ	Contrainte tangente

Table de matière

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation de site.....	1
I.3 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.4 Choix du type de contreventement.....	3
I.5 Bases réglementaires.....	3
I.6.1 Combinaison du BAEL.....	3
I.7 Les sollicitations.....	4
I.8 Conclusion.....	7

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction.....	7
II.2 Pré dimensionnement et l'étude des éléments secondaires.....	7
II.3 Evaluation des charges et surcharges des éléments suivants.....	11
II.4 La descente de charge.....	13
II.5 Vérification du poteau.....	19
II.6 Conclusion.....	21

Chapitre III : Étude des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	22
III.2. Etude des planchers à corps creux.....	22
III.3. Plancher a dalle pleine.....	37
III.4. Etude de de l'escalier.....	43
III.5. Etude de l'acrotère.....	53
III.6. Etude de la poutre de chainage.....	57
III.7. Etude de l'ascenseur.....	59

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction.....	64
IV.2 Modélisation.....	64

Table de matière

IV.3 Méthodes utilisables.....	64
IV.3.1 Méthode Dynamique Modale Spectrale.....	64
IV.3.2 Modélisation et résultats.....	67
IV.3.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2000.....	70
IV.4 Conclusion.....	74

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction.....	75
V.2. Etude des poutres.....	75
V.3. Etude des poteaux.....	79
V.4. Etude des voiles.....	86
V.4.6. Conclusion.....	91

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

VI.1 Introduction.....	92
VI.2. Choix du type des fondations.....	92
VI.3. Etude des fondations.....	92
VI.4. Etude du radier général.....	95
VI.4.1. Ferrailage du radier.....	95
VI.4.2. Etude des nervures.....	98
VI.5. Etude de voile périphérique.....	103
VI.6. Conclusion.....	105

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Les plans

Table des tableaux

Tableau I.1. Caractéristiques des matériaux utilisés.....	6
Tableau I.2. Caractéristiques du sol.....	6
Tableau II.1. Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.....	8
Tableau II.2. Tableau récapitulatif des dimensions des voiles.....	9
Tableau II.3. Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible.....	11
Tableau II.4. Evaluation des charges sur la terrasse accessible.....	11
Tableau II.5. Evaluation des charges pour étage courant.....	12
Tableau II.6. Evaluation des charges pour le mur extérieur.....	12
Tableau II.7. Evaluation des charges pour les autres volées.....	12
Tableau II.8. Evaluation des charges pour la volée 1 étagé courant.....	13
Tableau II.9. Evaluation des charges pour les autres volées.....	13
Tableau II.10. Poids des poteaux.....	13
Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre.....	13
Tableau II.12. Descente de charge du poteau B5.....	15
Tableau II.13. Descente de charge du poteau B4.....	17
Tableau II.14. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités.....	19
Tableau II.15. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités.....	21
Tableau II.16. Vérification des conditions du RPA 99/2003.....	21
Tableau III.1. Types de poutrelles à étudier.....	23
Tableau III.2. Charges qui reviennent sur les poutrelles.....	25
Tableau III.3. Les Sollicitations les plus défavorable du plancher terrasse inaccessible.....	26
Tableau III.4. Les Sollicitations les plus défavorable du plancher terrasse accessible.....	26
Tableau III.5. Les Sollicitations les plus défavorables du plancher étages Courant.....	27
Tableau III.6. Les Sollicitations les plus défavorables du plancher RDC.....	27
Tableau III.7. Les Sollicitations les plus défavorables du plancher Entresol 1.....	27
Tableau III.8. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage.....	29
Tableau III.9. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.....	32
Tableau III.10. Vérifications de flèches des différents niveaux.....	34
Tableau III.11. Les résultats après augmentation des sections.....	35
Tableau III.11. Estimation des moments du panneau Dalle1.....	37
Tableau III.12. Ferrailage de panneau Dalle1.....	38
Tableau III.13. Vérification de l'effort tranchant dans le panneau Dalle1.....	38
Tableau III.14. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.....	38
Tableau III.15. Résumé les résultats de recalcul à l'ELS.....	39
Tableau III.16. Ferrailage des dalles planes de la structure à l'ELU.....	40
Tableau III.17. Vérification des dalles planes de la structure.....	41
Tableau III.18. les résultats de recalcul à l'ELS.....	42
Tableau III.19. Les sollicitations dans l'escalier.....	43
Tableau III.20. Les réactions et les moments à l'ELS.....	44
Tableau III.21. Résultat de ferrailage à l'ELU.....	44
Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS.....	44
Tableau III.23. Résultats de la vérification de la flèche.....	46
Tableau III.24. Résultat de ferrailage de la console à l'ELU.....	47
Tableau III.25. Vérification de la contrainte du béton.....	47
Tableau III.26. Résultat de ferrailage à l'ELU.....	48
Tableau III.27. Résultats des Vérifications des contraintes.....	48
Tableau III.28. Vérification de la flèche.....	49
Tableau III.29. Récapitulatif des sollicitations.....	50
Tableau III.30. Résultat des ferrailages à la flexion simple.....	50
Tableau III.31. Le ferrailage à la torsion.....	51
Tableau III.32. Vérification des contraintes.....	52
Tableau III.33. Tableau récapitulatif des dimensions de l'acrotère.....	53
Tableau III.34. Combinaison d'action de l'acrotère.....	54
Tableau III.35. Tableau résume les résultats de position de l'axe neutre.....	56
Tableau III.36. Tableau de ferrailage de la poutre de chaînage.....	58

Table des tableaux

Tableau III.37. Vérification des contraintes.....	58
Tableau III.38. Tableau du ferrailage de dalle d'ascenseur.....	60
Tableau III.39. Tableau des ferrailages de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.....	62
Tableau IV.1. Résultats de facteur de qualité.....	66
Tableau IV.2. Périodes et taux participation massique de la structure.....	68
Tableau IV.3. Vérification de la résultante sismique.....	70
Tableau IV.4. Vérification de l'effort réduit.....	71
Tableau IV.5. Résultats de l'interaction sous charge verticales.....	72
Tableau IV.6. Résultats de l'interaction sous charges horizontales.....	72
Tableau IV.7. Vérification des déplacements.....	73
Tableau IV.8. Vérification de l'effet P- Δ	74
Tableau IV.9 les sections finales des poteaux.....	74
Tableau V.1. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	75
Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.....	77
Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	77
Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression.....	77
Tableau V.5. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.....	79
Tableau V.6. Ferrailage transversal des poteaux.....	81
Tableau V.7. Vérification au flambement.....	81
Tableau V.8. Vérification des contraintes dans les poteaux.....	82
Tableau V.9. Vérification des contraintes de cisaillements.....	83
Tableau V.10. Moment résistant dans les poteaux.....	83
Tableau V.11. Moment résistant dans les poutres.....	84
Tableau V.12. Vérification des zones nodales (poutres principales).....	84
Tableau V.13. Vérifications des zones nodales (poutres secondaires).....	84
Tableau V.14. Sollicitations du voile Vx3 de l'entresol.....	87
Tableau V.15. Ferrailage du voile Vx3.....	89
Tableau V.16. Ferrailage de voile Vy2.....	90
Tableau VI.1. Tableau du ferrailage de radier.....	96
Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.....	97
Tableau VI.3. Section d'armatures du radier à l'ELS.....	97
Tableau VI.4. Les chargements sur les travées sens X-X.....	99
Tableau VI.5. Les chargements sur les travées sens Y-Y.....	99
Tableau VI.6. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.....	100
Tableau VI.7. Sollicitations à l'ELS.....	100
Tableau VI.8. Sollicitation sens y-y.....	100
Tableau VI.9. Sollicitation à l'ELS.....	100
Tableau VI.10. Calcul des ferrailages.....	101
Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS.....	101
Tableau VI.12. Les armateurs à l'ELS.....	102
Tableau VI.13. Le ferrailage de voile périphérique.....	104
Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.....	105

Table des figures

Figure II.1. Vue en coupe d'une poutrelle.....	7
Figure II.2. Les différentes dalles pleines.....	9
Figure II.3. Illustration d'un voile.....	9
Figure II.4. Vu en plan et schéma de l'escalier à trois volées.....	10
Figure II.5. Dimension de l'acrotère.....	11
Figure II.6. Vu en plan des poteaux les plus sollicités.....	14
Figure II.7. Surface afférente pour le poteau B5.....	14
Figure II.8. Surface afférente pour le poteau B4.....	16
Figure III.1. Schéma de disposition des poutrelles (Etage courant).....	22
Figure III.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	23
Figure III.3. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible.....	35
Figure III.4. Ferrailage du plancher RDC, Terrasse accessible et Entresol.....	36
Figure III.5. Ferrailage du plancher Etage courant.....	36
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	37
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.....	40
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	42
Figure III.9. Schéma statique de la volée 3 étage courant.....	43
Figure III.10. Schéma statique de la 1 ^{er} coupe.....	43
Figure III.11. Schéma statique de la 2 ^{ème} coupe.....	44
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la 3 ^{ème} volée.....	46
Figure III.13. Schéma statique de la console.....	46
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la volée intermédiaire.....	47
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la 1 ^{ème} volée.....	49
Figure III.16. Schéma de la poutre brisée.....	49
Figure III.17. Schéma statique de la poutre brisée.....	50
Figure III.19. Les charges sur l'acrotère.....	53
Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	54
Figure III.21. Schéma statique de la poutre de chaînage.....	57
Figure III.22. Ferrailage de la poutre de chaînage.....	57
Figure III.23. Coupe transversale d'ascenseur.....	59
Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.....	61
Figure III.25. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	63
Figure IV.1. Spectre de réponse.....	67
Figure IV.2. Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS 16.....	67
Figure IV.3. Disposition des voiles.....	68
Figure IV.4. 1 ^{er} mode de vibration (Translation autour de l'axe X-X).....	69
Figure IV.5. 2 ^{ème} mode de vibration (Translation autour de l'axe Y-Y).....	69
Figure IV.6. 3 ^{ème} mode de vibration (Torsion autour de l'axe Z-Z).....	70
Figure V.1. Schéma de ferrailage des poutres.....	78
Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.....	85
Figure V.4. Zone tendue et courante dans les voiles.....	88
Figure V.5. Exemple de ferrailage du voile Vx3.....	91
Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.....	92
Figure VI.2. Vu en 3D d'une semelle filante.....	93
Figure VI.3. Schémas de ferrailage du radier.....	97
Figure VI.4. Schéma des lignes de ruptures.....	98
Figure VI.5. Répartition des charges selon sens x-x.....	99
Figure VI.6. Répartition des charges selon sens y-y.....	99
Figure VI.7. Schéma de ferrailage de la nervure.....	103
Figure VI.8. Schémas de Ferrailage du voile périphérique.....	105

Introduction générale :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Les ingénieurs civils s'occupent de la vérification de calcul et de contrôle de l'ouvrage de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité du public. En respectant les différents règlements tels que le CBA93, le BAEL91, le RPA2003 et le DTR.

A cet effet, l'ingénieur en génie civil est censé faire face au phénomène sismique. Il doit en outre tenir compte de différents facteurs telles que l'économie et la résistance. Dans le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon comportement de la structure, son choix du système de contreventement, dépend de la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment (comportant un entre sol1 à usage commercial et entre sol2 à usage service et à partir du rez-de-chaussée jusqu'au 7^{ème} étages à usage d'habitation). Il sera contreventé par un système mixte (voile et portiques) conformément au règlement algérien.

Pour ce faire, nous allons répartir le mémoire sur six chapitres comme suite :

- Le premier chapitre consiste à la présentation du projet tout fixant les hypothèses de calcul ;
- Le deuxième chapitre est réservé au pré dimensionnement ;
- Le troisième chapitre est consacré au calcul des éléments secondaires ;
- Dans ce quatrième chapitre, il comporte la modélisation et l'étude dynamique de la structure en utilisant le logiciel ETABS 2016 ;
- Dans ce cinquième chapitre, nous allons étudier les éléments structuraux en exploitant les résultats obtenus par le logiciel ETABS 2016 ;
- Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure qui se base sur des données géotechniques du site d'implantation des caractéristiques géométriques de la structure et de l'intensité de la charge appliquée suivi d'une conclusion générale.

Chapitre I

Généralités

I.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

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. A cet effet, on consacre ce présent chapitre à l'étude de ces caractéristiques dans le cas de ce projet.

I.2 Présentation de site :

Le projet concerné par l'étude est situé à LEKBOUR-VILLAGE, TARGA OU ZEMOUR Willaya de Bejaia, le site est situé sur un terrain incliné (Terrain en pente).

D'après le document technique réglementaire **DTR BC 2-48** des règles parasismiques algériennes **RPA99 révisé en 2003** la région de Bejaia est classée en zone **IIa** de sismicité moyenne

I.3 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en R+7 +2 Entresols repartis comme suivant :

- Commerce ou niveau de l'entresol 1
- Service ou niveau de l'entresol 2
- Des logements à partir du rez-de-chaussée jusqu'au 7^{ème} étages

I.3.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**I.3.1.1 Dimensions en plan :**

Notre bâtiment est de forme complexe et ses dimensions en plan sont comme suit :

- ❖ Largeur totale du bâtiment : 22.66 m
- ❖ Longueur totale du bâtiment : 22.95 m

I.3.1.2 Dimensions en élévation :

- ❖ Hauteur totale du bâtiment : 29.88 m
- ❖ Hauteur de l'Entresol 1 : 3.57 m
- ❖ Hauteur de l'Entresol 2 : 2.89 m
- ❖ Hauteur du RDC : 2.89 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant : 2.89 m

I.3.2. Description structurale :**I.3.2.1. Plancher :**

Un plancher est une aire plane qui sert à séparer les différents niveaux, le rôle d'un plancher est :

- ✓ Rôle de résistance : supporter les charges appliquées ;
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique ;
- ✓ Rôle de transmission des charges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de planchers en béton armé, les plus courants sont :

- ✓ Planchers à cops creux.
- ✓ Planchers en dalle pleine.

I.3.2.2 Les escaliers :

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

- 1^{er} type : escaliers à deux volées.
- 2^{ème} type : escalier balancés.
- 3^{ème} type : Escalier hélicoïdale à noyau central.

I.3.2.3 Les maçonneries :

Il existe deux types de maçonneries :

- ✓ Mur de séparation intérieure (simple paroi) : Cloison de séparation de 10 cm.
- ✓ Mur extérieur (double paroi) : Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

I.3.2.4 L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé, entourant la terrasse, encastré à sa base au plancher terrasse qui est inaccessible.

I.3.2.5 Les balcons :

Ce sont des éléments réalisés en dalle pleine ou le corps creux.

I.3.2.6 Les portiques :

Ce sont des structures composées de poteaux et de poutres rigidement liés.

I.3.2.7 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé conçus pour le contreventement et résister aux chargements sismiques. Les voiles peuvent être simples ou composé.

I.3.2.8 L'infrastructure :

C'est un élément qui permet de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise.

Il existe plusieurs types de fondations, le choix dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ La résistance du sol ;
- ✓ L'importance de la charge (du bâtiment) ;
- ✓ Les dimensions des trames.

Il existe de grandes familles de la fondation :

- ✓ Les fondations superficielles.
- ✓ Les fondations profondes.
- ✓ Radier générale

I.4 Choix du type de contreventement :

L'ossature : Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (**IIa**) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors on a choisi un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction

(Article 3-4-A-1-a RPA99 révisé en 2003)

I.5 Bases réglementaires :

I.5.1 Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- ✓ Béton aux états limites **BAEL 91/Version99** ;
- ✓ **DTR BC 2.48** : Règles Parasismiques Algériennes **RPA99/Version 2003** ;
- ✓ **DTR BC 2.41** : Règle de conception et de Calcul des Structures en béton armé **CBA93** ;
- ✓ **DTR B.C.2.2** : Charge permanentes et charge d'exploitation ;
- ✓ **DTR BC 2.331** : Règles de calcul des fondations superficielles ;

I.5.2 Les actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées (permanentes, climatiques, d'exploitation, etc.) et aux déformations imposées (variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure.

Valeurs caractéristiques des actions :

Les états limites distinguent principalement 3 types d'actions caractéristiques : les actions permanentes, les actions variables et Les actions accidentelles.

I.5.2.1 Les actions permanentes :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **G**.

- Poids propre de la structure ;
- Cloisons, revêtements, superstructures fixes ;
- Poussée des terres, de l'eau.

I.5.2.2 Les actions variables :

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment et de façon importante dans le temps. Elles sont désignées par la lettre **Q**.

- Charges d'exploitation classées par durée d'application (provisoire, longue durée) ;
- Charges climatiques (neige et vent) ;
- Effets thermiques (retrait) ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

I.5.2.3 Les actions accidentelles :

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très faibles, mais peuvent causer des dégâts importants :

- Séismes ;
- Explosions ;
- Chocs de véhicules ou de bateaux.

I.6 Valeurs de calcul des actions :

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions.

On combine ensuite ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.6.1 Combinaison du BAEL :

I.6.1.1 Combinaison d'actions à l'ELS :

La combinaison d'action courante à l'ELS est la suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

G_{\max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_i

I.6.1.2 Combinaison d'actions à l'ELU :

La combinaison d'action courante à l'ELU est la suivante :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3\Psi_{0i} Q_i$$

Avec :

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{En général.} \\ 1.35 & \text{Pour l'effet de la température, et pour les bâtiments agricoles à faible occupation humaine.} \end{cases}$$

G_{\max} : ensemble (somme) des actions permanentes défavorables.

G_{\min} : ensemble (somme) des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : autres actions variables d'accompagnement avec leur coefficient Ψ_{0i} .

$\Psi_{0i} \leq 1$, en général $\Psi_{0i} = 0.77$ sauf pour les salles d'archives et les parcs de stationnement où $\Psi_{0i} = 0.9$.

I.6.1.3 Combinaison accidentelles :

La combinaison de base est :

Les coefficients $\Psi_{1,1}$ et Ψ_{2i} sont fixés par les textes réglementaires.

I.6.2 Combinaison du RPA :

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux Etats Limite.

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

Pour les poteaux dans les ossatures auto stables, la combinaison $G + Q + E$ est remplacée par la combinaison suivants :

- $G + Q + 1.2E$

G : charges permanents.

Q : charges d'exploitation non pondérée.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

I.7 Les sollicitations :

Lorsqu'un solide est soumis à l'action de forces, il se déforme. Cette déformation reste très faible tant que les forces n'atteignent pas une certaine intensité. Si on supprime les forces, la déformation disparaît. Si les forces continuent à croître, la déformation augmente considérablement et subsiste lorsqu'on supprime les forces. Si les efforts croissent encore, la déformation permanente s'aggrave et la rupture survient. En conclusion, les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et de torsion) développés dans une combinaison d'action.

On distingue deux types de sollicitation :

❖ Sollicitations simples :

- Extension ou traction simple.
- Compression simple.
- Cisaillement.
- Torsion simple.
- Flexion simple.

❖ Sollicitations composées :

Il est rare qu'une poutre soit uniquement tendue, comprimée, cisailée, tordue ou fléchie, en général les forces qui lui sont appliquées la soumettent à plusieurs sollicitations simultanées. Les sollicitations composées les plus fréquentes sont :

- Flexion avec compression ou traction.
- Flexion avec torsion.
- Torsion avec compression ou traction.

I.8 Conclusions :

Les Caractéristiques du sol et des matériaux utilisés pour la réalisation de notre projet sont résumées sur le tableau suivant :

Tableau I.1 Caractéristiques des matériaux utilisés :

Béton		acier	
La résistance à la compression	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	Limite élastique	$f_e = 400 \text{ MPa}$
La résistance à la traction	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	Module d'élasticité	$E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$
Situation durable	$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$	Situation courante	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
Situation accidentelle	$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$	Situation accidentelle	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
Contrainte limite à l'ELS	$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$	Contrainte à l'ELS FPN	$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$
$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$			
$E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$			

Tableau I.2 Caractéristiques du sol :

Ancrage D (m)	2.5
Poids volumique du sol $\gamma(\text{KN}/\text{m}^3)$	20
Angle de frottement φ°	35
Cohésion C (bars)	0.14
Contrainte admissible $Q_{adm}(\text{bars})$	2

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le but de ce chapitre est de déterminer et d'étudier les différents éléments de notre bâtiment, qui ne contribuent pas et qui contribuent au système de contreventements. On utilise les différents règlements suivant :

- **BAEL91**
- **CBA 93**
- **RPAv2003**

II.2. Pré dimensionnement et l'étude des éléments secondaires :

Les éléments secondaires : sont des éléments ne faisant pas partie de système de contreventements (plancher, poutrelles, balcon, escalier).

II.2.1. Plancher à corps creux :

Est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, sans aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : élément résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treille soudé.

La hauteur du plancher est conditionnée par la déformation selon le **CBA 93**:

$$h \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad \text{CBA93 (Art.B.6.8.4.2.4)}$$

- h_t : Hauteur de plancher.
- L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivant :

- Le critère de la plus petite portée.
- Le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le premier critère

$$L_{max}=445 - 30 = 415\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{415}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 18,44\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur : $h_t = 20\text{cm}$

$h_{cc}=16\text{cm}$: Hauteur du corps creux

$h_{dd}=4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

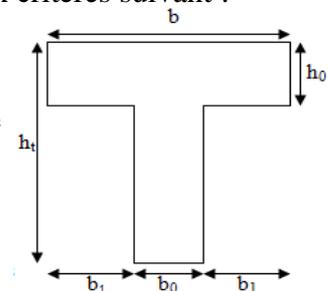


Figure II.1. Vue en coupe d'une poutrelle.

II.2.2. Les Poutre :

a-Poutre principale :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur Est donne selon la condition, de la flèche qui est :

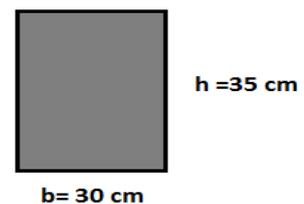
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 4.70 - 0,3 = 4,40\text{m}$$

$$\frac{440}{15} \leq h \leq \frac{440}{10} \rightarrow 29,33 \leq h \leq 44 \text{ soit:}$$

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

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



• **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

- $h_{pp} = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $h/b = 1,17 < 4 \dots\dots\dots$ Vérifiée

b-Poutre secondaire :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

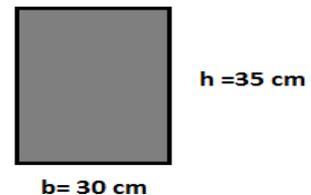
$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$L_{max} = 4,45 - 0,3 = 4,15m$$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \rightarrow 27,66 \leq h \leq 41,5 \text{ Soit:}$$

$$h = 35cm$$

$$b = 30cm$$



Vérification des exigences du RPA 99/2003 (Art 7.5.1)

- $h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée
- $h/b = 1 < 4 \dots\dots\dots$ Vérifiée

II.2.3. Poteaux :

Ce sont des éléments porteurs, en béton armé. Leur pré dimensionnement se fait à la compression simple selon les règlements suivants :

- **BAEL91(Art.B.8.4.1)** : en appliquant le critère de résistance et le critère de stabilité de forme (flambement).
- Les conditions de **RPA99v2003(Art.7.4.1)**.
- On fixera les dimensions des poteaux au préalable comme suite :

Tableau II.1. Tableau récapitulatif des dimensions des poteaux.

Etage	ES (1+2)	(1+RDC) ^{eme}	(2+3) ^{eme}	(4+5) ^{eme}	(7+6) ^{eme}
POTEAUX	45x45	40x45	35x40	35x35	30x35

▪ **Remarque :**

On utilisera un calcul basé sur la descente de charges tout en effectuant la loi de dégression des charges d'exploitation, pour aboutir au pré dimensionnement final.

II.2.4. les dalles pleines :

Les dalles sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armé coulés sur place. Prend appui sur des poutrelles. Ils sont caractérisés par leur petite portée L_x et L_y le grand porté.

Le dimensionnement de l'épaisseur e dépend des critères suivants :

➤ **Critère de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{l_x}{20} \rightarrow \text{pour une dalle sur un seul ou deux appuis} \\ \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \rightarrow \text{pour une dalle sur quatre appuis avec } \rho < 4 \\ \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \text{pour une dalle sur trois ou 4 appuis avec } \rho \geq 4 \end{array} \right.$$

➤ **Critère de coupe de feu :**

$e \geq 7\text{cm}$ → pour une heure de coupe de feu

$e \geq 11\text{cm}$ → pour deux heures de coupe de feu

➤ Critère d'isolation phonique :

$e \geq 14\text{cm}$

Ce critère sera pris en compte, pour les panneaux de la dalle qui constituent un espace intérieur.

❖ Remarque :

Pour notre projet on dispose de plusieurs types de dalles pleines (3appuis et 4appuis), Si le caractère de coup de feu qui détermine l'épaisseur de la dalle pleine donc on opte pour une épaisseur de 15cm.

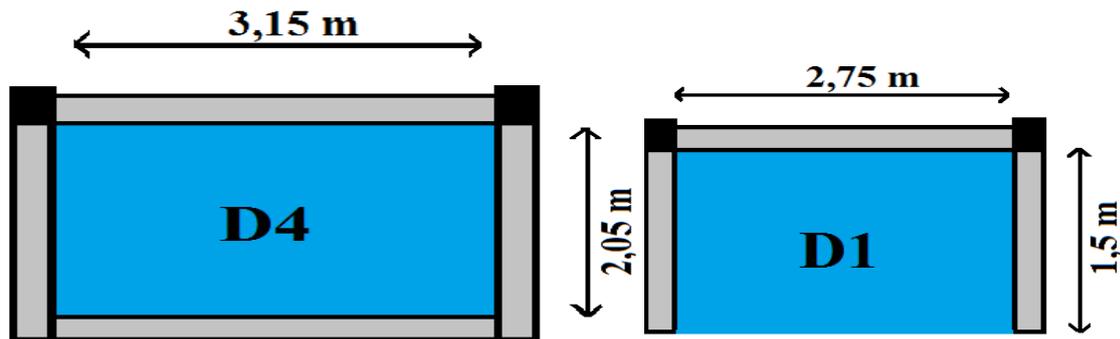


Figure II.2. Les différentes dalles pleines.

II.2.5. Les voiles :

Les voiles sont des éléments verticaux en console encastrés au sol en béton armé et ayant une épaisseur faible vis-à-vis de leur largeur, il représente une ligne de défense contre le séisme. De ce fait, ils peuvent au besoin remplir la fonction de contreventement et/ou de portance de la structure. Leur pré dimensionnement passe par les considérations du RPA99v2003 (Art. 7.7.1).

L'épaisseur minimale d'un voile doit être dans tous les cas supérieures à 15 cm et doit être déterminé en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité à leurs extrémités.

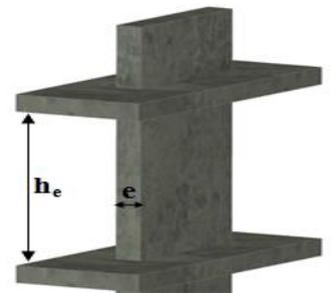


Figure II.3. Illustration d'un voile.

- $e \geq \max(\frac{h_e}{22} ; 15\text{cm})$

- $L \geq 4e$

Exemple de calcul :

$\left\{ \begin{array}{l} e: \text{l'épaisseur du voile} \\ h_e: \text{la hauteur libre d'étage} \\ L: \text{la largeur du voile} \end{array} \right.$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e = 359 - 35 = 324\text{cm} \\ e \geq \max(\frac{324}{22}, 15) \\ e \geq \max(14.27, 15) \\ e = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

Pour les autres étages le tableau suivant résume le pré dimensionnement des autres voiles :

Tableau II.2. Tableau récapitulatif des dimensions des voiles.

Etages	h (m)	h _e (m)	e (cm)
1 ^{er} niveau	3,59	3,24	15
Autre niveaux	2,89	2,54	15

II.2.6. Escalier :

L'escalier est un élément architectural qui succession de marche permettant le passage d'un niveau a un autre. Il peut être en béton armé en acier ou en bois, il est calculé comme une dalle plane. Dans notre cas il est réalisé en béton armé pour tous les étages.

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 intérieure.
- Paillasse : la dalle horizontale incliné 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 marche entre deux paliers.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale. Pour l'escalier confortable $\alpha = (20 \text{ à } 40)$.

Notre projet comporte un seul type d'escalier : escalier classique a trois volées en béton armé.

II.2.3.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Le but du pré dimensionnement des escaliers, est de caractériser le giron(g) et la hauteur (h), ainsi que pour assurer la condition de confort de **Blondel**.

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

- La hauteur h des contremarches doit être 14 et 18.
- La largeur g (giron) doit être entre 25 et 32.
- La formule empirique de blondel : $60 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$

Soit ($n-1$) et n : le nombre de marche et de contremarche respectivement.

$$g = \frac{l_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

- **H** : la hauteur de la volée.
- **L** : la longueur entre nus de deux appuis totale réelle.
- L_0 :La longueur projetée de la volée.
- L_p :La longueur du palier.

Pour notre projet on a :

D'après l'architecture on a : $\begin{cases} h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{cases}$ pour tous les étages.

On doit juste vérifier la formule de **Blondel** :

$$60 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64 \rightarrow 60 \leq 64 \leq 64 \text{ c'est vérifier.}$$

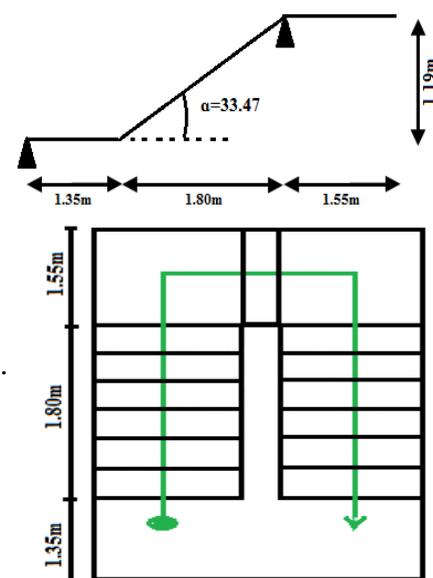


Figure II.4. Vu en plan et schéma de l'escalier à trois volées.

- Epaisseur de la paillasse et du palier intermédiaire

$$L = l_1 + l_v : l_v = \sqrt{1,8^2 + 1,19^2} = 2,15 \text{ m} \quad : \quad L = 2,15 + 1,35 = 3,5 \text{ m}$$

l_v : longueur de la volée

l_3 : longueur du palier de repos

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Leftrightarrow \frac{350}{30} \leq e \leq \frac{350}{20} \Leftrightarrow 11,6 \text{ cm} \leq e \leq 17,5 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm}$... Pour deux heures de coupe-feu

On adopte $e=15\text{cm}$

II.2.7. Acrotère :

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert pour l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

$$S = 0,6 \times 0,1 + (0,1 + 0,07) \times 0,1/2$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

Charge Permanente :

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0,0685 \times 1 = 1,7125 \text{ KN/m}$$

Enduit de ciment :

$$G = 0,03 \times 0,6 \times 18 \times 1$$

$$G = 0,324 \text{ KN/m}$$

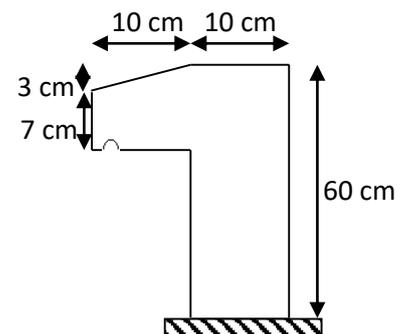


Figure II.5. Dimension de l'acrotère.

II.3. Evaluation des charges et surcharges des éléments suivants :

➤ Terrasse inaccessible :

Tableau II.3. Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible.

Couches	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur e (m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons	20	0,05	1
Étanchéité multiple	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,2
Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente total	G=6,53 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1 KN/m ²		

➤ Terrasse accessible à corps creux :

Tableau II.4. Evaluation des charges sur la terrasse accessible.

Couches	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de pose	18	0,02	0,36
Étanchéité multiple	6	0,02	0,12
Isolation thermique en liège	4	0,04	0,16
Corps creux	/	0,16+0,04	2,85

Forme de pente	22	0,01	2,2
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente total	$G=6,76 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q=1,5 \text{ KN/m}^2$		

➤ Etage courant :

Tableau II.5. Evaluation des charges pour étage courant.

Couche	Poids volumique (KN/m ³)	épaisseur e (m)	Poids (KN/m ²)
7	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de pose	18	0,02	0,36
Corps creux	/	0,16+0,04	2,85
Delle pleine	25	0,15	3,75
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Cloison	10	0,1	1
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge G total cc	$G=5,48 \text{ KN/m}^2$		
Charge G delle pleine	$G=6,18 \text{ KN/m}^2$		
Charge	$Q_{habitation} = 1,5 \text{ KN/m}^2$		
D'exploitation	$Q_{bureau} = 2,5 \text{ KN/m}^2$		
	$Q_{commerce} = 5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau II.6. Evaluation des charges pour le mur extérieur.

N°	Couche	Poids surfacique (KN/m ²)	Épaisseur (cm)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
2	Brique creuse	1.3	15	1.3
3	Brique creuse	0.9	10	0.9
4	Enduit de ciment	0.18	1.5	0.27
Charge permanent G				$2,74 \text{ KN/m}^2$

➤ Escalier :

- Palier :

Tableau II.7. Evaluation des charges pour le palier.

Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ²)	Épaisseur e(m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0,15	3,75
Carrelage	20	0,02	0,4
Mortier de pose	20	0,02	0,4
Lit de sable	18	0,02	0,36
Enduit de ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente	$G=5,18 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q=2,5 \text{ KN/m}^2$		

- Volée :

Tableau II.8. Evaluation des charges pour la volée 1 étage courant.

désignations des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur e(m)	Poids (KN/m ²)
Dalle plane	25	0.15/cos33,47	4,49
Carrelage horizontal	20	0,02	0,4
Carrelage vertical	20	0,02h/g	0,23
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Mortier de pose vertical	20	0,02h/g	0,23
Enduit de ciment	18	0,02/cos(33,47)	0,43
Poids des marches	22	h/2	1,87
Garde de corps	/	/	0,6
Charge permanente	G=8,65 KN/m ²		
Charge d'exploitation	Q=2,5 KN/m ²		

- ✓ Pour les autres volées le tableau suivant résume les charges permanentes :

Tableau II.9. Evaluation des charges pour les autres volées.

Niveaux	RDC	NIV SERVICES			Etage courant			secours	
Volée	1	1	2	3	1	2	3	1	2
Charge G	8,69	8,65	9,12	8,65	8,65	9,93	8,62	8,53	9,93
α°	34,21	33,47	40,36	33,47	33,47	48,57	32,92	31,26	48,57

- ✓ Poids des poteaux supposés :

Tableau II.10. Poids des poteaux.

Poteaux (cm ²)	(30x35)	(35x35)	(35x40)	(40x45)	(45x45)	(45x45)
Poids (KN)	7.58	8.85	10.115	13.005	14,63	18,07

II.4.La descente de charge :

La descente de charge 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.

Dans le cas présent, la descente de charge sert principalement à définir les efforts s'exerçant sur le poteau le plus sollicité, suivant les prescriptions du **CBA93** et du **RPA99**.

II.4.1.Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre :

Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propre.

Niveau	Dimensions (b×h)cm ²	Poids propre G (KN) G= h×b×H×γ _c
Entresol 1	45x45	18,07
Entresol 2		14,63
ETAGES 1 et RDC	40x45	13,005
ETAGES 2 et 3	35x40	10,115
ETAGES 4 et 5	35x35	8,85
ETAGES 6 et 7	30x35	7,58

Avec :

$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$: poids volumique du béton.

H : hauteur du poteau :

H = 3,57 m le Entresol 1

H = 2,89 m pour le Entresol 2 et RDC

H = 2,89 m pour le reste des étages

• **Descente de charge pour le poteau B5 :**

• **Surfaces afférentes :**

$S1 = 2,8 \text{ m}^2$; $S2 = 3,08 \text{ m}^2$

$S3 = 3,52 \text{ m}^2$; $S4 = 3,2 \text{ m}^2$

$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 12,6 \text{ m}^2$

• **Pois propre des poutres :**

$L_{PP} = 4,2 \text{ m}$

$L_{PS} = 3 \text{ m}$

$G_{PP} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{PP}$

$G_{PP} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 4,2 = 11,025 \text{ KN}$

$G_{PS} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3 = 7,875 \text{ KN}$

$G_{pouture} = 18,9 \text{ KN}$

Pois des cloisons double :

N RDC : $p_c = (2,85 \times 2,54) \times 2,74 = 19,83 \text{ KN}$

N Entresol 2 = $(4,9 \times 2,54) \times 2,74 = 34,10 \text{ KN}$

• **Charge permanente G :**

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$G = 6,53 \times 12,6 = 82,278 \text{ KN}$

✓ Plancher étage courant :

$G = 5,48 \times 12,6 = 69,048 \text{ KN}$

✓ -Plancher niveaux Entresol 2:

- corps creux :

$G = 5,48 \times 9,4 = 51,12 \text{ KN}$

- Volée :

$G = 8,65 \times 2,24 = 19,37 \text{ KN}$

✓ Plancher niveau Entresol 1:

$G = 5,48 \times 12,6 = 69,048 \text{ KN}$

• **Charge d'exploitation Q :**

✓ Plancher Terrasse inaccessible :

$Q = 1 \times 12,6 = 12,6 \text{ KN}$

✓ Plancher Etage courant :

$Q = 1,5 \times 12,6 = 18,9 \text{ KN}$

✓ Plancher niveaux Entresol 2:

- corps creux :

$Q = 1,5 \times 9,4 = 14,1 \text{ KN}$

- Volée :

$Q = 2,5 \times 2,24 = 5,6 \text{ KN}$

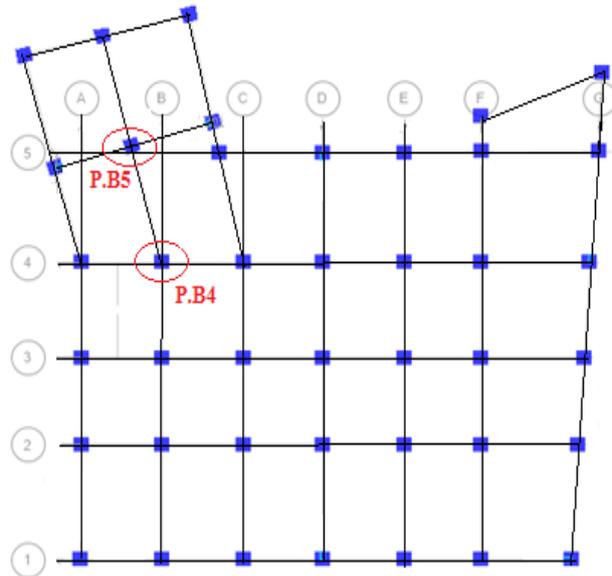


Figure II.6. Vu en plan des poteaux les plus sollicités.

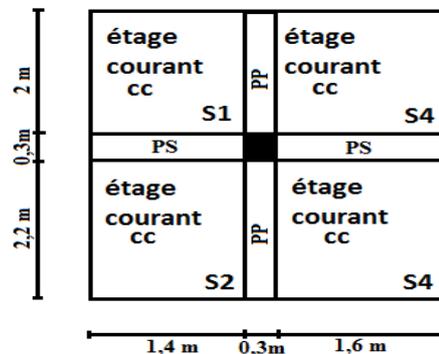


Figure II.7. Surface afférente pour le poteau B5.

✓ Plancher niveau Entresol 1:

$$Q = 2,5 \times 12,6 = 31,5 \text{ KN}$$

• **Dégression des charges d'exploitation :**

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N7 : Q_0 = 12,6 \text{ KN}$$

$$N6 : Q_0 + Q_1 = 31,5 \text{ KN}$$

$$N5 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 48,51 \text{ KN}$$

$$N4 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 63,63 \text{ KN}$$

$$N3 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 76,86 \text{ KN}$$

$$N2 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 88,2 \text{ KN}$$

$$N1 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 97,65 \text{ KN}$$

$$N \text{ RDC} : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 107,10 \text{ KN}$$

$$N \text{ Entresol 1} : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 117,10 \text{ KN}$$

$$N \text{ Entresol 2} : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 134,92 \text{ KN}$$

Tableau II.12. Descente de charge du poteau B5.

Niveaux	Elément	G(KN)	G cumulé	Q cumulé	N _U	N _S
N7	Plancher CC	82,278	108,75	12,6	165,71	121,35
	poteau	7,58				
	poutre	18,9				
N6	venant de 7	108,75	204,28	31,5	323,02	235,78
	Plancher CC	69,048				
	poteau	7,58				
	poutre	18,9				
N5	venant de 6	204,28	301,08	48,51	479,22	349,59
	Plancher CC	69,048				
	poteau	8,85				
	poutre	18,9				
N4	venant de 5	301,08	397,88	63,63	632,58	461,51
	Plancher CC	69,048				
	poteau	8,85				
	poutre	18,9				
N3	venant de 4	397,88	495,94	76,86	784,81	572,8
	Plancher CC	69,048				
	poteau	10,115				
	Poutre	18,9				
N2	venant de 3	495,94	594,01	88,2	934,21	682,20
	Plancher CC	69,048				
	poteau	10,115				
	poutre	18,9				
N1	venant de 2	594,008	694,96	97,65	1084,67	792,61
	Plancher CC	69,048				

	poteau	13,005				
	poutre	18,9				
RDC	venant de 1	694,96	815,74	107,1	1261,90	922,84
	Plancher CC	69,048				
	Cloisons double	19,83				
	poteau	13,005				
	poutre	18,9				
Entresol 1	Venant de RDC	815,74	956,88	117,1	1467,43	1073,98
	Volée	19,37				
	Plancher CC	51,51				
	Cloisons double	34,10				
	poteau	14,63				
	poutre	18,9				
Entresol 2	Venant de Entresol 1	956,88	1062,90	133,43	1635,06	1196,33
	Plancher CC	69,048				
	poteau	18,07				
	poutre	18,9				
Total			1062,90	133,43	1635,06	1196,33

• **Descente de charge pour le poteau B4 :**

• **Surfaces afférentes :**

$$S1 = 3,135 \text{ m}^2 \quad ; \quad S2 = 3,3 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2,244 \text{ m}^2 \quad ; \quad S4 = 2,36 \text{ m}^2$$

$$S = S1 + S2 + S3 + S4 = 11,04 \text{ m}^2$$

• **Pois propre des poutres :**

$$L_{PP} = 3,775 \text{ m}$$

$$L_{PS} = 2,925 \text{ m}$$

$$G_{PP} = \gamma_c \times h_{pp} \times b_{pp} \times L_{PP}$$

$$G_{PP} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 3,775 = 9,91 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 2,925 = 7,678 \text{ KN}$$

$$G_{pouture} = 17,588 \text{ KN}$$

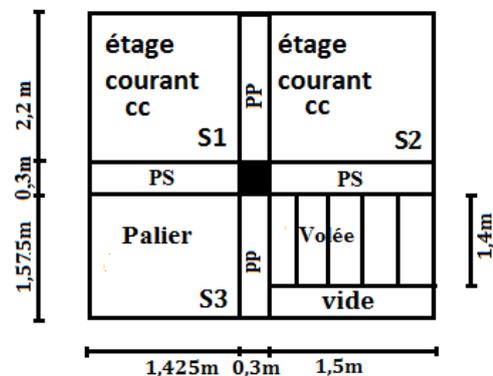


Figure II.8. Surface afférente pour le poteau B4.

• **Pois des cloisons double :**

$$N_{RDC - N6} : pc = (2,925 \times 2,54) \times 2,74 = 20,35 \text{ KN}$$

$$N_{Entresol 2} = (3,7 \times 2,54) \times 2,74 = 25,75 \text{ KN}$$

• **Charge permanente G :**

✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6,53 \times 6,435 = 42,02 \text{ KN}$$

✓ Plancher étage courant :

- corps creux :

$$G = 5,48 \times 6,435 = 35,26 \text{ KN}$$

- Volée :

$$G = 8,62 \times 2,1 = 18,10 \text{ KN}$$

- palier :

$$G = 5,18 \times 2,244 = 11,62 \text{ KN}$$

✓ Plancher niveau services Entresol 2:

$$G = 5,48 \times 11,04 = 60,50 \text{ KN}$$

• **Charge d'exploitation Q :**

✓ Plancher Terrasse inaccessible :

$$Q = 1 \times 6,435 = 6,435 \text{ KN}$$

✓ Plancher Etage courant et RDC :

- corps creux :

$$Q = 1,5 \times 6,435 = 9,65 \text{ KN}$$

- Volée :

$$Q = 2,5 \times 2,1 = 5,25 \text{ KN}$$

- palier :

$$Q = 2,5 \times 2,244 = 5,61 \text{ KN}$$

✓ Plancher niveau Entresol 2 :

$$Q = 1,5 \times 11,04 = 16,56 \text{ KN}$$

✓ Plancher niveau Entresol 1:

$$Q = 2,5 \times 11,04 = 27,6 \text{ KN}$$

• **Dégression des charges d'exploitation :**

$$N = Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N7 : Q_0 = 6,435 \text{ KN}$$

$$N6 : Q_0 + Q_1 = 26,94 \text{ KN}$$

$$N5 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 45,04 \text{ KN}$$

$$N4 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 64,88 \text{ KN}$$

$$N3 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 76,17 \text{ KN}$$

$$N2 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 88,47 \text{ KN}$$

$$N1 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 98,73 \text{ KN}$$

$$N \text{ RDC} : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 108,94 \text{ KN}$$

$$N \text{ Entresol 2} : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 116,52 \text{ KN}$$

$$N \text{ Entresol 1} : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 131,57 \text{ KN}$$

• **Récapitulation des résultats de descente de charge :**

Tableau II.13. Descente de charge du poteau B4.

Niveaux	Elément	G(KN)	G cumulé	Q cumulé	N _U	N _S
N7	Plancher CC	42,02	83,4	6,435	122,24	89,83
	poteau	7,58				
	poutre	13,45				
	Cloisons double	20,35				
N6	venant de 7	83,4	196,67	26,94	305,91	223,61
	Plancher CC	35,26				
	volée	18,10				
	palier	11,62				

	poteau	7,58				
	poutre	17,59				
	Cloisons double	20,35				
N5	venant de 6	196,67	311,21	45,04	487,69	356,25
	Plancher CC	35,26				
	volée	18,10				
	palier	11,62				
	poteau	8,85				
	poutre	17,59				
	Cloisons double	20,35				
N4	venant de 5	311,21	425,75	64,88	670,08	490,63
	Plancher CC	35,26				
	volée	18,10				
	palier	11,62				
	poteau	8,85				
	poutre	17,59				
	Cloisons double	20,35				
N3	venant de 4	425,75	541,55	76,17	845,34	617,72
	Plancher CC	35,26				
	volée	18,10				
	palier	11,62				
	poteau	10,115				
	poutre	17,59				
	Cloisons double	20,35				
N2	venant de 3	541,55	657,39	88,47	1020,18	745,86
	Plancher CC	35,26				
	volée	18,10				
	palier	11,62				
	poteau	10,115				
	poutre	17,59				
	Cloisons double	20,35				
N1	venant de 2	657,39	776,09	98,73	1195,81	874,82
	Plancher CC	35,26				
	volée	18,10				
	palier	11,62				
	poteau	13,005				
	poutre	17,59				
	Cloisons double	20,35				
RDC	venant de 1	776,09	894,78	108,94	1371,36	1003,72
	Plancher CC	35,26				
	volée	18,10				
	palier	11,62				

	poteau	13,005				
	poutre	17,59				
	Cloisons double	20,35				
Entresol 1	venant de RDC	894,78	1013,25	116,52	1524,66	1129,77
	Plancher CC	60,50				
	poteau	14,63				
	poutre	17,59				
	Cloisons double	25,75				
Entresol 2	venant de Entresol 1	1013,25	1109,41	131,57	1695,05	1240,98
	Plancher CC	60,50				
	poteau	18,07				
	poutre	17,59				
totale			1109,41	131,57	1695,05	1240,98

▪ **En résumé :**

Nu (P. B5) = **1635,06 KN**

Nu (P. B4) = **1695,05 KN**

Donc, le poteau le plus sollicité est le poteau (P. B4).

II.5. Vérification du poteau :

Selon le **BAEL (Art.B.8.1.1)**, on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10% pour tenir compte de la continuité des portiques :

$$N_u^* = Nu * 1,10 = 1695,05 * 1,10 = 1864,55 \text{ KN}$$

Les poteaux sont pré dimensionnés par trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les exigences de **RPA**.

1. Vérification à la compression simple :

Le dimensionnement se fait à l'ELU :

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu^*}{B} \leq [\sigma_{bc}] = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = 14,2$$

$$B \geq \frac{Nu^*}{\sigma_{bc}} \rightarrow B \geq \frac{1864,55}{14,2 \times 10^3} \rightarrow B \geq 0,1313 \text{ m}^2$$

Or, pour le poteau à la base $B = 0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$

Donc $B = 0,2025 \text{ m}^2 \geq 0,1313 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

Tableau II.14. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités.

Niveaux	Nu*	Comparaison($B_{adp} \geq B_{cal}$)		observation
		$B_{cal}[\text{m}^2]$	$B_{adp}[\text{m}^2]$	
N7	134.45	0,0094	0,105	Vérifiée
N6	336.49	0,0236	0,105	Vérifiée
N5	629.75	0,0443	0,1225	Vérifiée
N4	737.08	0,0519	0,1225	Vérifiée
N3	929.87	0,0654	0,14	Vérifiée
N2	1122.19	0,0790	0,14	Vérifiée

N1	1315.38	0,0926	0,18	Vérifiée
RDC	1508.49	0,1062	0,18	Vérifiée
Entresol 2	1677.12	0,1181	0,2025	Vérifiée
Entresol 1	1864.55	0,1313	0,2025	Vérifiée

2. Vérification au flambement (critère de la stabilité de forme) :

-Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement) (BAEL91 art B.8.4, 1) :

$$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \times \left[\frac{(B_r \times f_{c28})}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \dots (*)$$

B_r : section réduite du béton ($B_r = (a-2) \times (b-2)$).

A_s : section d'acier, d'après le RPA99/v2003 (art 7.4.2.1) pour la zone IIa : $A_s \geq 0,8\% \times B_r$

On prend $A_s = 1\% \times B_r \dots \dots \dots (**)$

Avec la formule (**), la formule (*) devient :

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} = B_{calc}$$

α : coefficient réducteur qui est en fonction de l'élançement (λ).

$$\begin{cases} \alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times (\frac{\lambda}{35})^2) & \text{si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times (\frac{50}{\lambda})^2 & \text{si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

l_f : longueur de flambement $l_f = 0,7 l_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31)

l_0 : la hauteur libre du poteau $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

I : moment d'inertie cas d'une section rectangulaire $I = \frac{h \times b^3}{12}$

- Exemple de calcul:

Vérification du Poteau de sous-sol (le plus élançé):

$l_f = 0,7 \times (3,57 - 0,35) = 2,254 \text{ m}$

$\lambda = \frac{l_f}{i} = 18,34 \leq 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2 \times (\frac{18,34}{35})^2)} = 0,805$

On doit vérifier que: $B_r \geq B_{calculée}$

$B_{calculée} \geq \frac{1864.55 \times 10^{-3}}{0,8057 \left(\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right)} \rightarrow B_{calculée} \geq 0,1052$

$B_r = (0,45 - 0,02) \times (0,45 - 0,02) \rightarrow B_r = 0,1849 \text{ m}^2$

Donc le Poteau ne risque pas de flamber.

les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.15. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

Niveaux	Nu*	i(m)	λ	α	Comparaison ($B_r \geq B_{cal}$)		observation
					$B_r [m^2]$	$B_{cal} [m^2]$	
N7	134.45	0,1010	17,62	0,8089	0,0924	0,0075	Vérifiée
N6	336.49	0,1010	17,62	0,8089	0,0924	0,0189	Vérifiée
N5	629.75	0,1010	17,60	0,8090	0,1089	0,0355	Vérifiée
N4	737.08	0,1010	17,60	0,8090	0,1089	0,0415	Vérifiée
N3	929.87	0,1154	15,42	0,8182	0,1254	0,0524	Vérifiée
N2	1122.19	0,1154	15,42	0,8182	0,1254	0,0633	Vérifiée
N1	1315.38	0,1154	13,70	0,8247	0,1634	0,0742	Vérifiée
RDC	1508.49	0,1154	13,70	0,8247	0,1634	0,0851	Vérifiée
Entresol 2	1677.12	0,1297	13,70	0,8247	0,1849	0,0946	Vérifiée
Entresol 1	1864.55	0,1297	18,34	0,8057	0,1849	0,1052	Vérifiée

❖ **Remarque:**

La condition $B_r \geq B_{cal}$ est vérifiée pour tous les niveaux, donc pas de risque de flambement.

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

Tableau II.16. Vérification des conditions du RPA 99/2003.

poteaux (cm^2)	(30x35)	(35x35)	(35x40)	(40x45)	(45x45)
$\min(b ; h) \geq 25cm$	30 cm	35 cm	35 cm	40 cm	45 cm
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	12,7 cm	12,7 cm	12,7 cm	12,7 cm	12,7 cm (Entresol 2) 16,1 cm (Entresol 1)
$0.25 < \frac{b}{h} < 4.$	0,86 cm	1 cm	0,875 cm	0,88 cm	1 cm
Observation	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifier	Vérifiée

II.6.Conclusion :

L'ensemble des vérifications exigés pour les différents règlements sont justifier.

Les dimensions à prendre en considération avant modélisation sont :

- Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- Dalle pleine ($e = 15 cm$) pour les dalles pleines (balcons, dalle de l'ascenseur, dégagement)
- Epaisseur des paillasse $e = 15 cm$
- Epaisseur des Voiles :
 - $e=15cm$ pour les Entresol et le RDC
 - $e=15cm$ pour les étages courants
- Poutres Principales (30x35) cm^2
- Poutres Secondaires (30x35) cm^2

Chapitre III

**Étude des éléments
secondaires**

III.1. Etude des planchers :

III.1.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

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

Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de Contreventement, c'est-à-dire des éléments structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques.

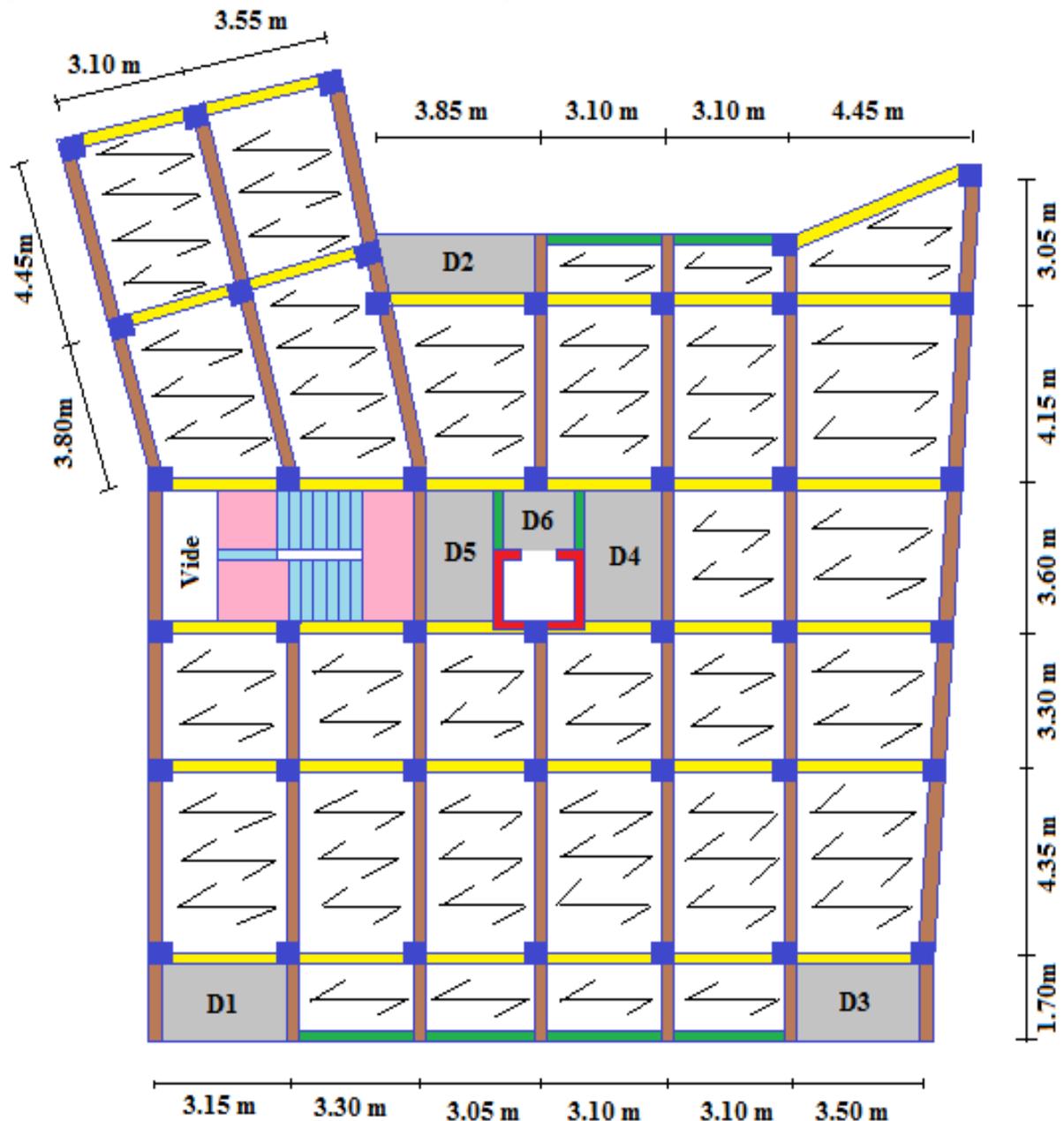


Figure III.1. Schéma de disposition des poutrelles (Etage courant).

III.2. Etude des planchers à corps creux :

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, qui assurent la transmission des charges aux poutres. Elles sont caractérisées par leur faible section et se calcule comme des sections en T.

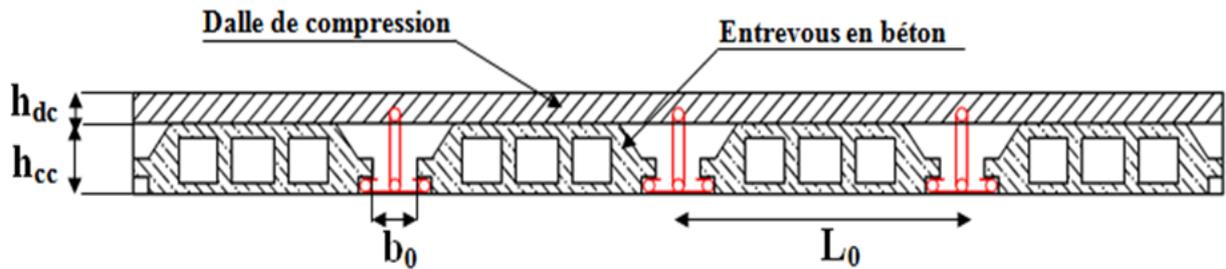


Figure III.2. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Les caractéristiques de la section en T sont les suivantes :

- h_{dc} : Hauteur de la dalle de compression
- h_{cc} : Hauteur du corps creux
- b_0 : Largeur de la nervure
- L_0 : Distance entre axe des poutrelles

Avec :

- $h = 20\text{ m}$
- $h_o = 4\text{ cm}$
- $b_o = (0,8 a 0,8)h \rightarrow b_o = (8 a 16\text{ cm})$ soit $b_o = 10\text{ cm}$
- $\frac{b-b_o}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right)$ CBA93(ART.A.4.1.3)

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles successives : $L_x=65-10=55\text{cm}$

L_y : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles $L_y=3,30-0,3=3,00\text{m}$

On a donc :

$$\frac{b-b_0}{2} = \min(27,5\text{ cm} ; 30\text{ cm}) \Rightarrow \frac{b-b_0}{2} = 27,5\text{ cm}$$

$$\Rightarrow b = (27,5 \times 2) + 10 = 65\text{cm}$$

ce que donne : $b = 65\text{ cm}$

III.2.1. Les différents types des poutrelles :

La disposition des poutrelles choisie donne naissance à différents types de poutrelles recensés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Types de poutrelles à étudier.

Type		Schéma statique
Etages Courant + terrasse	T ₁	
	T ₂	
	T ₃	
	T ₄	

	T ₅	
	T ₆	
RDC	T ₁	
	T ₂	
	T ₃	
	T ₄	
	T ₅	
	T ₆	
Niveau Service Entresol 1	T ₁	
	T ₂	
	T ₃	
	T ₄	

III.2.1.2 Calcul des charges revenant aux poutrelles :

- Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$\text{ELU} : p_u = 0,65 \times (1,35 \times G + 1,5 \times Q)$$

$$\text{ELS} : p_s = 0,65 \times (G + Q)$$

Tableau III.2.Charges qui reviennent sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			P _u (KN/ml)	P _s (KN/ml)
Plancher bureau	5,48	2,5	7.246	5.187
Plancher d'étage courant et RDC	5,48	1,5	6.271	4.537
Plancher terrasse accessible	6,76	1,5	7.394	5.369
Plancher terrasse inaccessible	6,53	1	6.705	4.895

III.2.1.3 Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

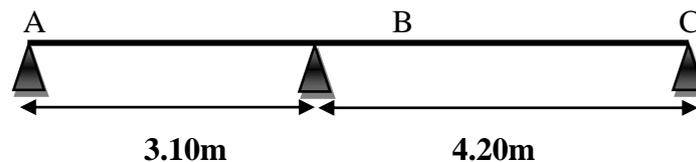
• Les méthodes de calcul :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

• Exemple de calcul d'une poutrelle terrasse (T5) :

G = 6.53 KN/m
Q = 1 KN/m



Les conditions de la méthode forfaitaire

- 1) $Q \leq \min(2G; 5) \rightarrow Q = 1.5 \min(13.06 ; 5) \dots\dots\dots$ Vérifiée
- 2) $\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.10}{4.20} = 0.738 \notin [0.8 \div 1.25] \dots\dots\dots$ Pas vérifiée
- 3) I= est constant sur toute la poutrelle..... Vérifiée
- 4) Fissuration peut nuisible. Vérifiée

⇒ La deuxième condition n'a pas vérifié donc la M.F n'est pas applicable.

→ On applique la méthode de Caquot minorée.

$G' = \frac{2}{3}G = 4.35 \text{ KN/m}^2$

$\begin{cases} q_u = 6.705 \text{ KN/m} \\ q_s = 4.895 \text{ KN/m} \end{cases} \quad \begin{cases} q'_u = 4.795 \text{ KN/m} \\ q'_s = 3.48 \text{ KN/m} \end{cases}$

➤ Le moment aux appuis de rive :

$M_A = M_C = -0.15 (M_0^{AB}; M_0^{BC}) ; \begin{cases} M_{0,U}^{BC} = 14.78 \text{ KN.m} \\ M_{0,S}^{BC} = 10.79 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_A^U = M_C^U = -2.21 \text{ KN.m} \\ M_A^S = M_C^S = -1.62 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Moment au B :

$\begin{cases} q_g = q_d = q'_u = 4.795 \text{ KN/m} \\ l'_g = 3.10 \text{ m} \\ l'_d = 4.20 \text{ m} \end{cases}$

$$\begin{cases} M_B^u = -\frac{4.795 \times 3.10^3 + 4.795 \times 4.20^3}{8.5(3.10 + 4.20)} = -1.674q'_u = -8.027 \text{KN.m} \\ M_B^s = -\frac{3.48 \times 3.10^3 + 3.48 \times 4.20^3}{8.5(3.10 + 4.20)} = -1.674q'_s = -5.826 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Moment en travée AB :

$$x_0 = \frac{3.10}{2} - \frac{8.027}{6.705 \times 3.10} = 1.164 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} M_{t,U}^{AB} = 6.705 \frac{1.164}{2} (3.10 - 1.164) - 8.027 \left(\frac{1.164}{3.10}\right) = 4.541 \text{KN.m} \\ M_{t,S}^{AB} = 4.895 \frac{1.164}{2} (3.10 - 1.164) - 5.826 \left(\frac{1.164}{3.10}\right) = 3.328 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Evaluation des efforts tranchants la travée AB:

$$V_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{L_{AB}} = \frac{6.705 \times 3.10}{2} - \frac{8.027}{3.10} = 7.803 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u \times L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{L_{AB}} = -\frac{6.705 \times 4.20}{2} - \frac{8.027}{4.20} = -15.992 \text{KN}$$

$$\begin{cases} V_A = 7.803 \text{ KN} \\ V_B = -15.992 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment entravé BC :

$$\begin{cases} M_{t,U}^{BC} = 11.043 \text{KN.m} \\ M_{t,S}^{BC} = 8.077 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$V_c = -12.169 \text{ KN}$$

III.2.1.5 Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles :

➤ **Plancher terrasse inaccessible : G = 6.53 KN.m Q = 1 KN.m**

Tableau III.3. les Sollicitations les plus défavorable du plancher terrasse inaccessible.

Type	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	v^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 2	-2,489	-4,892	14,814	15,743	-1,817	-3,550	10,823
Type 3	-1,369	-4,564	7,301	-12,170	-0,999	-3,332	5,330
Type 5	-2,217	-8,027	11,043	15,992	-1,619	-5,826	8,077
Type 6	-1,584	-6,337	7,922	13,687	-1,156	-4,627	5,783
MAX	-2,489	-8,027	14,814	15,992	-1,817	-5,826	10,823

➤ **Plancher terrasse accessible : G = 6.76 KN.m Q = 1.5 KN.m**

Tableau III.4. les Sollicitations les plus défavorable du plancher terrasse accessible.

Type	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	v^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 1	-2,218	-5,465	12,656	15,896	-1,161	-3,939	9,201
Type 3	-1,509	-5,033	8,098	13,420	-1,096	-3,655	5,881
MAX	-2,218	-5,465	12,656	15,896	-1,161	-3,939	9,201

➤ Plancher étages Courant : $G = 5.48 \text{ KN.m}$ $Q = 1.5 \text{ KN.m}$

Tableau III.5. les Sollicitations les plus défavorables du plancher étages Courant.

Type	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 1	-1,881	-4,710	10,706	13,496	-1,361	-3,380	7,756
Type 2	-2,328	-4,762	13,789	14,755	-1,684	-3,418	9,986
Type 3	-1,280	-4,268	6,953	11,382	-0,926	-3,088	5,030
Type 4	-2,328	-8,192	11,697	15,794	-1,648	-5,879	8,483
Type 5	-2,074	-7,815	10,196	15,030	-1,500	-5,608	7,397
Type 6	-1,481	-5,927	7,553	12,801	-1,072	-4,288	5,464
MAX	-2,328	-8,192	13,789	15,794	-1,684	-5,879	9,986

➤ Plancher RDC : $G = 5.48 \text{ KN.m}$ $Q = 1.5 \text{ KN.m}$

Tableau III.6. les Sollicitations les plus défavorables du plancher RDC.

Type	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 1	-1,881	-4,710	10,706	13,496	-1,361	-3,38	7,756
Type 2	-1,280	-4,268	6,953	11,382	-0,926	-3,088	5,030
Type 3	-1,130	-4,433	5,480	11,150	-0,817	-3,181	3,976
Type 4	-2,328	-8,192	11,697	15,794	-1,648	-5,879	8,483
Type 5	-2,074	-7,815	10,196	15,030	-1,500	-5,608	7,397
Type 6	-1,130	-1,130	7,533	9,720	-0,817	-0,817	5,450
MAX	-2,328	-8,192	11,697	15,794	-1,648	-5,879	8,483

➤ Plancher Niveau Service Entresol 1: $G = 5.48 \text{ KN.m}$ $Q = 2.5 \text{ KN.m}$

Tableau III.7. les Sollicitations les plus défavorables du plancher Entresol 1.

Type	Sollicitation les plus défavorable (MAX)						
	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V^{max} (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Type 1	-2,173	-5,694	12,276	15,646	-1,556	-4,036	8,803
Type 2	-2,690	-5,757	15,843	17,092	-1,684	-4,081	11,355
Type 3	-1,712	-6,849	9,062	14,791	-1,225	-4,903	6,487
Type 4	-2,690	-2,690	17,936	16,122	-1,926	-1,926	12,839
MAX	-2,690	-6,849	17,936	17,092	-1,926	-4,903	12,839

III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles :

1. Calcul à L'ELU

- Sollicitations maximales

Le ferrailage se fait pour une section en T en flexion simple avec les sollicitations maximales.

- Calcul de la section d'armatures longitudinales :

Les sollicitations d'étage courant :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 13,789 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -7,815 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{riv}} = -2.328 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V = 15,03 \text{ KN}$$

▪ Ferrailage en travée

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$\begin{aligned} b &= 65 \text{ cm} & ; & & b_0 &= 10 \text{ cm} & ; & & d' &= 2 \text{ cm} & ; & & F_e &= 400 \text{ MPa} & ; & & f_t &= 2.1 \text{ MPa} \\ h &= 20 \text{ cm} & ; & & h_0 &= 4 \text{ cm} & ; & & d &= 0,9xh = 18 \text{ cm} & ; & & f_{c28} &= 25 \text{ MPa} & ; & & f_{bu} &= 14.2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Moment équilibré par la table de compression M_{TU}

$$M_{tu} = F_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 13,789 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 57,362 \text{ KN.M}$$

$M_t = 13,789 \text{ KN.m} < M_{tu} = 57,362 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée \Rightarrow le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$) ($0,65 \times 0,2$) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13,789 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,0461 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armature dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1.739 \times 10^{-3} \\ \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.668 \\ \mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) = 0.391 \end{cases}$$

$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.0461)} \right) = 0.059$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.059)) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{13,789 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 2,264 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,264 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_l^{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.413 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.413 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l^{\text{min}} = 1.413 \text{ cm}^2 < A_t = 2.264 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_t = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

▪ Ferrailage aux appuis

Appui intermédiaires :

La table de compression se trouve dans la zone tendu car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul de la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de démentions ($b_0 \times h$) ($0,10 \times 0,2$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,815 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,169 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)}$$

$$\mu_{bu} < 0,185 \Rightarrow \text{pivot A} \quad ; \quad f_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.169)} \right) = 0.233$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.233)) = 0.163 \text{ m}$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_u}{z \times f_{st}} = \frac{7,815 \times 10^{-3}}{0,163 \times 348} = 1,377 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_a^{min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-5} m^2 = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a = 1,377 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.328 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0506 < 0.186$$

Donc on est dans le pivot A

$$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimé).}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0506)}) = 0.065$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4(0.065)) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_t}{f_{st} z} = \frac{2.328 \times 10^{-3}}{348 \times 0.175} = 3.822 \times 10^{-5} m^2 = 0.382 \text{ cm}^2$$

Vérification de condition de non fragilité :

$$A_a^{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 2.17 \times 10^{-5} m^2 = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_a^{min} = 0.217 \text{ cm}^2 < A_a = 0.382 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

Le ferrailage des poutrelles aux différents niveaux est donné comme suit :

Tableau III.8. Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage.

Étage		M_u (KN/m)	μ_{bu}	α	z	A (cm)	A_{min} (cm)	A_{choisi}
Terrasse Inaccessible	travée	14,814	0,049	0,063	0,175	2,426	1,41	2HA10+1HA12 =2.70
	Appui intr	8,027	0,174	0,241	0,162	1,418	0,217	2HA10=1.57
	Appui riv	2,489	0,054	0,069	0,174	0,408	0,217	1HA10=0.79
Terrasse accessible	travée	12,656	0,042	0,054	0,176	2,065	1,41	3HA10=2.36
	Appui intr	5,465	0,188	0,158	0,168	0,932	0,217	2HA10=1.57
	Appui riv	2,218	0,048	0,062	0,175	0,363	0,217	1HA10=0.79
Etages courant	travée	13,789	0,046	0,059	0,175	2,254	1,41	3HA10=2.36
	Appui intr	8,192	0,178	0,246	0,162	1,451	0,217	2HA10=1.57
	Appui riv	2,074	0,051	0,065	0,175	0,381	0,217	1HA10=0.79
RDC	travée	11,697	0,039	0,049	0,176	1,904	1,41	3HA10=2.36
	Appui intr	8.192	0,178	0,246	0,162	1,451	0,217	2HA10=1.57
	Appui riv	2,328	0,050	0,065	0,175	0,381	0,217	1HA10=0.79

Entresol Niv service	travée	17,936	0,059	0,077	0,174	2,953	1,41	2HA12+1HA10 =3.05
	Appui intr	6,849	0,148	0,202	0,165	1,189	0,217	2HA10=1.57
	Appui riv	2,690	0,058	0,075	0,174	0,442	0,217	1HA10=0.79

➤ **Vérification des poutrelles à l'effort tranchant :**

- **Exemple de calcul :** étage courant

$$v^{\max} = 15,03 \text{KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{15,03 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,835 \text{ MPa}$$

$$F. P. N \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,835 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Ferrailage transversales :**

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \varphi_1^{\min}; \frac{b_0}{10} \right) = 5,71 \text{ mm}$$

$$\text{Soit } A_t = 2\varphi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement :**

$$\Rightarrow \begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K = 1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

a = 90° (Armatures droites).

$$\begin{cases} S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \\ S_t \leq A_t \frac{0,8 f_e (\sin a + \cos a)}{b_0 * (\tau_u - 0,3 f_{tj} K)} = \frac{0,57 \times 0,8 \times 400 \times 10^{-4}}{0,1(0,835 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 17,5 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0,4 * b_0} = \frac{0,57 \times 10^{-4} \times 400}{0,4 \times 0,1} = 0,57 \text{ m} = 57 \text{ cm} \end{cases}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{ cm}$

- 1) Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant

a) Appui de rive :

On a: $M_{a,u}^{\text{rive}} = 0$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s v_u}{f_e} = \frac{15,03 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 4,321 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,432 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 1,13 + 3,39 = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,432 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b) Appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(v_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \Rightarrow \frac{1,15}{400} \left(15,03 - \frac{13,79}{0,9 \times 0,18} \right) \times 10^{-3} = -2,015 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

= -2,015 cm² < 0 pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort est négligeable devant l'effet du momentcondition vérifiée

2) Vérification de la bielle :

$$v_u \leq 0,267 b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec} \quad a = 0,9 d = 0,162$$

$$v_u = 0,267 \times 0,1 \times 0,162 \times 25$$

$$v_u = 15,03 \text{ KN} \leq 0,108 \text{ MN} = 108 \text{KN} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

3) Vérification de la jonction de table nervure

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{15,03 \left(\frac{0.65-0.10}{2} \right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 0,981 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

4) Vérification des contraintes :

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (contrainte admissible du béton).}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa (contrainte admissible de l'acier).}$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

• **En travée :**

Position de l'axe neutre : $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,36 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) = 2.44 \times 10^{-5} \text{m}^3$

$H > 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b \times h$)

✓ Calcule de y et I :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{65}{2} y^2 + 15 \times 2.36y - 15 \times 2.36 \times 18 = 0$$

$$32.5y^2 + 35.5y - 637.2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$y = 3.91 \text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.91)^2 = 8323.04 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.731 \times 10^3}{8323.04 \times 10^{-8}} \times 3.91 \times 10^{-2}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 5.04 \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

• **En appui intermédiaire :**

$$\begin{cases} H = 1.90 \times 10^{-4} > 0 \\ y = 3,26 \text{ cm} \\ I = 5867.3 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{5,826 \times 10^{-3}}{5867.3 \times 10^{-8}} \times 3,26 \times 10^{-2}$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = 3.23 \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \end{cases} \rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Tableau III.9. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.

Niveau	Endroit	M _s (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte σ ≤ σ̄ (MPa)	observation
Terrasse inaccessible	travée	10,823	2,70	4,15	9317,40	4,82 < 15	Vérifiée
	appui	5,826	1,57	3,26	5867,30	3,23 < 15	Vérifiée
Terrasse accessible	travée	9,201	2,36	3,91	8323,04	4,32 < 15	Vérifiée
	appui	3,939	1,57	3,26	5867,30	2,18 < 15	Vérifiée
Etage courant	travée	9,986	2,36	3,91	8323,04	4,69 < 15	Vérifiée
	appui	5,879	1,57	3,26	5867,30	3,26 < 15	Vérifiée
RDC	travée	8,483	2,36	3,91	8323,04	3,98 < 15	Vérifiée
	appui	5,879	1,57	3,26	5867,30	3,26 < 15	Vérifiée
Entresol niv bureaux	travée	12,839	3,05	4,37	10307,40	5,44 < 15	Vérifiée
	appui	4,903	1,57	3,26	5867,30	2,72 < 15	Vérifiée

1) Vérification de la flèche :

L'article (**BAEL B.6.5, I**) précise les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire une vérification sur les flèches limites pour les poutres. Les trois conditions à vérifier sont :

$$\begin{cases} h \geq \max\left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right]l \dots \dots \dots \textcircled{1} \\ A_s \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{2} \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Si ces conditions n'étaient pas vérifiées, le calcul des flèches est indispensable.

Dans notre cas on a :

M_t = 9,986 KN.m ; M₀ = 8,292 KN.m ; L = 4,45 m ; h = 0,2 m.

$$h = 0,20 < \frac{M_t \times l}{10 \times M_0} = \frac{9,986 \times 10^{-3} \times 4,45}{10 \times 8,293 \times 10^{-3}} = 0,53 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La condition **①** n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche :

$$\Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\text{On a: } \begin{cases} \Delta_f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{1}{500}, l \leq 5\text{m.} \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{1}{1000}, l > 5\text{m.} \end{cases} \\ \Delta_f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

$$f_{adm} = \frac{445}{500} = 0,89$$

✓ **Evaluation des moments en travée :**

G_g = poids total ;

G_j = poids au moment de pose des cloisons.

G_g = 5,48KN/m² ; G_j = 3,85KN/m² ; G_p = 5,48+1,5=6,98KN/m²

q_{gser} = 0,65 × G_g = 0,65 × 5,48 = 3,562 KN/m ; q_{gser}' = 0,65 × 3,65 = 2,372KN/m

$$q_{jser} = 0,65 \times G_j = 0,65 \times 3,85 = 2,502 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_{jser}' = 0,65 \times 3,85 = 2,502 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0,65 \times (G+Q) = 0,65 \times 6,98 = 4,537 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_{jser}' = 0,65 \times 5,15 = 3,347 \text{ KN/m}$$

$$M_t^{ser} = 2,467q + 0,258q' \quad \text{obtenu par la méthode de caquot minorée.}$$

$$\begin{cases} M_G^{ser} = 2,467 \times 3,562 - 0,258 \times 2,372 = 8,17 \text{ KN.m} \\ M_j^{ser} = 2,467 \times 2,502 - 0,258 \times 2,502 = 5,52 \text{ KN.m} \\ M_p^{ser} = 2,467 \times 4,537 - 0,258 \times 3,347 = 10,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Propriété de la section**

On a : $Y = 3.91 \text{ cm}$, $I = 8323,04 \text{ cm}^4$

✓ **Calcul de centre de gravité (y_G) et le moment d'inertie (I_0) de la section homogène**

$$y_G = \frac{\sum S_i \times y_i}{\sum S_i} \rightarrow \begin{cases} S_1 = b \times h_0 \\ S_2 = b_0 \times (h - h_0) \\ S_3 = 15 \times A_t \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} y_1 = \frac{h_0}{2} \\ y_2 = h_0 + \left(\frac{h-h_0}{2}\right) \\ y_3 = d \end{cases} \rightarrow y_G = 6,757 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b y_G^3}{3} + b_0 \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15[A(d - y_G)^2 + A'(y_G - d)']$$

$$I_0 = \frac{65 (6.757)^3}{3} + 10 \frac{(20 - 6.757)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(6.757 - 4)^3}{3} + 15[2.36 \times (18 - 6.757)^2]$$

$$I_0 = 18516.5 \text{ cm}^4$$

✓ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5,52 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0391)}{8323,04 \times 10^{-8}} = 140,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{8,17 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0391)}{8323,04 \times 10^{-8}} = 207,36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{10,33 \times 10^{-3} \times (0,18 - 0,0391)}{8323,04 \times 10^{-8}} = 262,18 \text{ MPa}$$

✓ **Inertie fictive (I_f)**

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{10 \times 18} = 0,0131$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + 3 \times \frac{0,1}{0,65}) 0,0131} = 3.253 \dots \dots \dots \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i = 0,4 \times 2,269 = 1.30 \dots \dots \dots \text{Déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0131 \times 140,17 + 2,1} \Rightarrow \mu_j = 0,611$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0131 \times 207,36 + 2,1} \Rightarrow \mu_g = 0,716$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0131 \times 262,18 + 2,1} \Rightarrow \mu_p = 0,768$$

$$\mu > 0$$

$$I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 18516,5}{1 + 3.253 \times 0,611} \Rightarrow I_{fji} = 6816,86 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 18516.5}{1 + 3.253 \times 0,716} \Rightarrow I_{f_{gi}} = 6112.97 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 18516.5}{1 + 3.253 \times 0,768} \Rightarrow I_{f_{pi}} = 5820.96 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 18516.5}{1 + 1.30 \times 0,716} \Rightarrow I_{f_{gv}} = 10538.3 \text{cm}^4$$

✓ **Calcul des flèches :**

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 3700(25)^{1/3}$$

= 10818.86 MPa ... Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 3E_v = 3 \times 10818.86 = 32456.58$ MPa.....Module de déformation longitudinale différée du béton.

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = \frac{5,52 \times 10^{-3} \times (4,45)^2}{10 \times 32456,58 \times 6816,86 \times 10^{-8}} = 0.004940 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = \frac{8,17 \times 10^{-3} \times (4,45)^2}{10 \times 32456,58 \times 6112,97 \times 10^{-8}} = 0.008154 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = \frac{10,33 \times 10^{-3} \times (4,45)^2}{10 \times 32456,58 \times 5820,96 \times 10^{-8}} = 0.01082 \text{m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = \frac{8,17 \times 10^{-3} \times (4,45)^2}{10 \times 10818,86 \times 10538,3 \times 10^{-8}} = 0,01419 \text{m}$$

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$= 0,01419 - 0,004940 + 0,01082 - 0,008154$$

$$= 0.01191 \text{m} = 1.191 \text{ cm}$$

$\Delta_{ft} = 1.191 \text{ cm} > f_{adm} = 0,89 \text{ cm} \dots \dots \dots$ non vérifiée.

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10. Vérifications de flèches des différents niveaux.

Niveau	Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant	RDC	Entresol niv bureaux
L(m)	4,45	4,00	4,45	4,45	4,45
q_{jser} (KN/m)	1,872	2,522	2,502	2,502	2,502
q_{gser} (KN/m)	4,224	4,394	3,562	3,562	3,562
q_{pser} (KN/m)	4,894	5,369	4,537	4,537	4,537
M_{jser} (KN.m)	3,94	4,06	5,52	4,18	6,19
M_{gser} (KN.m)	9,40	7,62	8,17	6,86	8,81
M_{pser} (KN.m)	10,82	9,21	10,33	8,49	11,23
I (cm⁴)	9317.4	8323,04	8323,04	8323,04	10307.4
I₀ (cm⁴)	19154	18516.5	18516.5	18516.5	19795.7
P	0,015	0,0131	0,0131	0,0131	0,0169
λ_i	2,8437	3.253	3.253	3.253	2,517
λ_v	1,1375	1.30	1.30	1.30	1,006
σ^j_{st} (MPa)	87,82	103,04	140.17	106,09	82,85
σ^g_{st} (MPa)	209,53	193,40	207,36	174,11	135,98

$\sigma^{p_{st}}$ (MPa)	241,18	233,76	262,18	215,48	168,29
μ_j	0,5013	0,5102	0,611	0,520	0,523
μ_g	0,7495	0,6998	0,716	0,672	0,675
μ_p	0,7782	0,7440	0,768	0,725	0,727
$I_{f_{ji}}$ (cm ⁴)	8686.12	7656.71	6816.86	7562.31	9392.4
$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	6728.32	6215.77	6112.97	6387.23	8065.24
$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)	6557.38	5954.22	5820.96	6059.71	7687.8
$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	11373	10659.8	10538.30	10859.8	12961.8
f_{ji} (cm)	0.276	0.261	0.4940	0.337	0.271
f_{gi} (cm)	0.852	0.604	0.8154	0.655	0.518
f_{pi} (cm)	1.006	0.762	1.082	0.854	0.673
f_{gv} (cm)	1.512	1.057	1.419	1.156	0.968
Δf_t (cm)	1.39	0.95	1.19	1.018	0.852
f_{adm} (cm)	0,89	0,80	0,89	0,80	0,89
Obs	Non vérifiée	Non Vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée	vérifiée

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée pour le niveau terrasse inaccessible, on propose d'augmenter la section

Les résultats obtenus après augmentation des sections d'armatures, sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.11. Les résultats après augmentation des sections.

Niveau	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	Δf_t (cm)	f_{adm} (cm)	Obs
Terrasse inaccessible	3HA14+1HA10= 5.41	16282.3	5,57	0,826	0,89	Vérifiée
Terrasse accessible	2HA12+1HA10= 3.05	10307.4	4.37	0.795	0.80	Vérifiée
Etage courant	2HA14+1HA10= 3,87	12510	4,48	0,849	0,89	Vérifiée
RDC	2HA12+1HA10= 3.05	10307.4	4.37	0,860	0,89	Vérifiée

✓ Schémas de ferrailage des poutrelles :

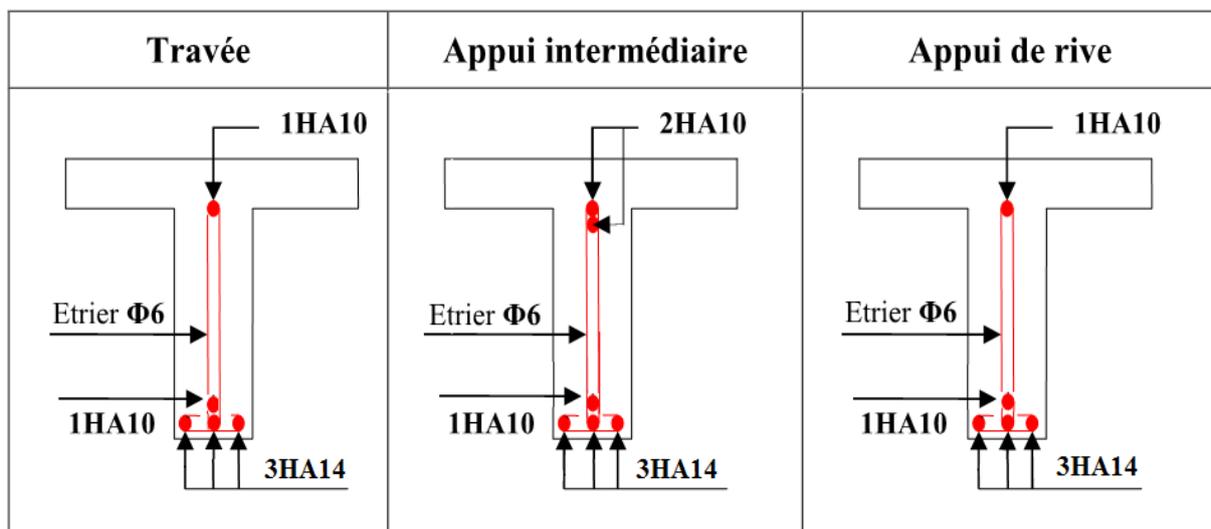


Figure III.3. Ferrailage du plancher terrasse inaccessible.

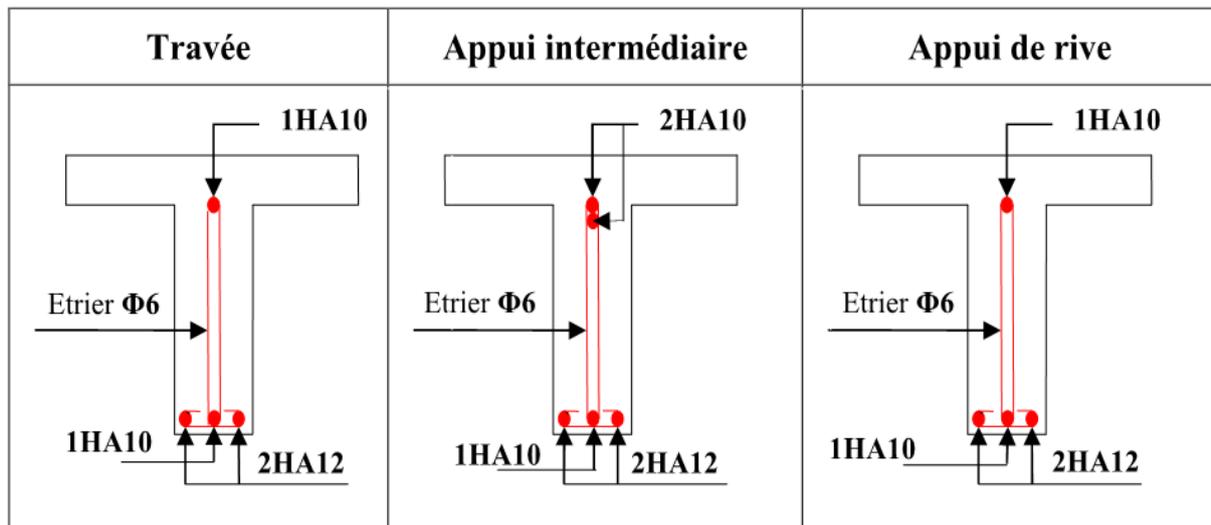


Figure III.4. Ferrailage du plancher RDC, Terrasse accessible et Entresol niveau bureau.

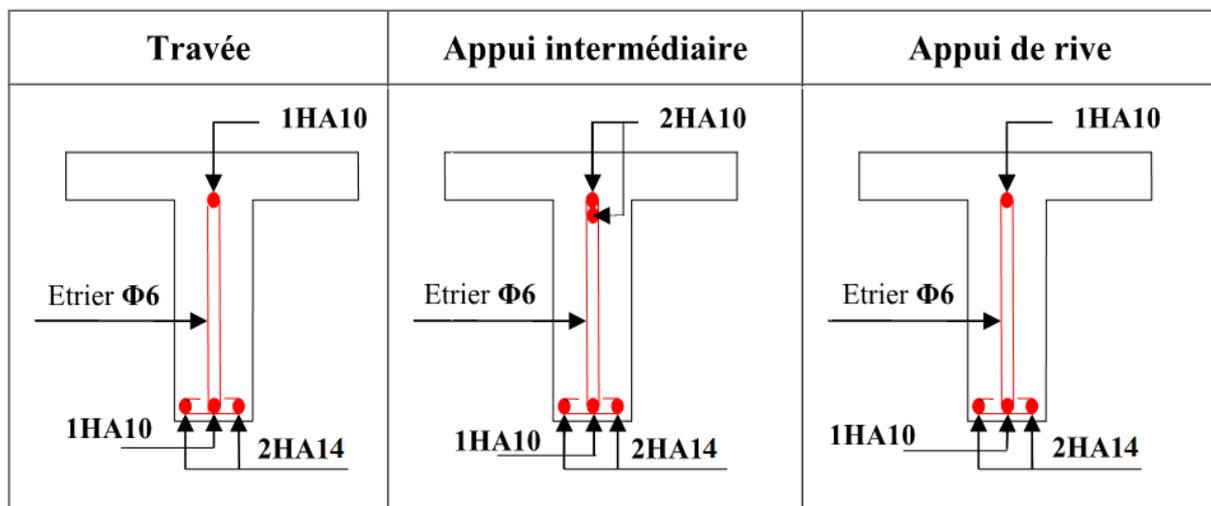


Figure III.5. Ferrailage du plancher Etage courant.

III.2.1.7. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est armée par un quadrige de barre (généralement un treillis soudée TS) dans le rôle est d'éviter la fissuration de la dalle

La section de ces aciers est donnée par le **CBA93 article (B.6.8.4.2.3)**, en fonction de l'entraxe des nervures.

- **Armature perpendiculaire aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.52}{2} = 0.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit $\begin{cases} A_{\perp}: 4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow s_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \\ A_{\parallel}: 4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow s_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \end{cases}$

- Schémas de ferrailage de la dalle de compression:

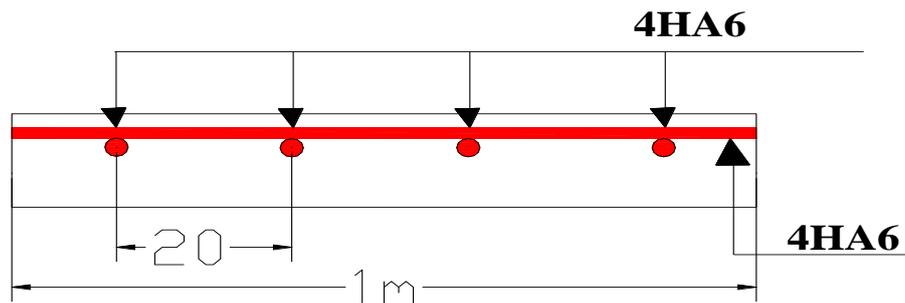


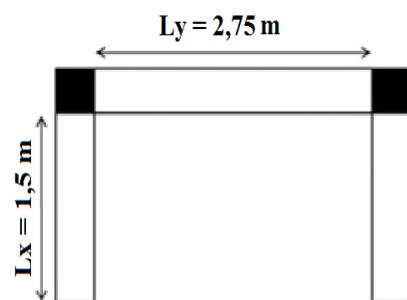
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Plancher a dalle pleine :

- ❖ Dalle sur trois appuis (dalle1) :

- Caractéristique de la dalle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,18 \frac{KN^2}{m} ; Q = 3,5 \frac{KN^2}{m} \\ l_x = 1,5m ; l_y = 2,75 m ; e = 0,15m \\ \text{Donc la dalle flechie en deux sens.} \\ \rho = \frac{1,5}{2,75} = 0,54 > 0,4 \end{array} \right.$$



Evaluation de charges :

Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour un bond de 1ml.

isostatique: $l_x > \frac{l_y}{2}$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_o^x = \frac{q \times l_y^3}{24} \\ M_o^y = \frac{q \times l_y^2 (l_x - \frac{l_y}{2})}{8} + \frac{q \times l_y^3}{48} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} P_u = 1,35 \times G + 1,5Q = 13,593KN/m \\ P_s = G + Q = 9,68KN/m \end{array} \right.$$

Calcul des moments :

Le tableau ci-dessous résume les moments calculés dans le panneau Dalle1 :

$$\begin{aligned} M_t^{x,y} &= 0,85M_t^{x,y} \\ M_a^{x,y} &= -0,5M_o^x \end{aligned}$$

Tableau III.11. Estimation des moments du panneau Dalle1.

	ELU		ELS	
	M_x (KN. m)	M_y (KN. m)	M_x (KN. m)	M_y (KN. m)
M_o	11,77	7,495	8,38	5,33
$M_t^{x,y}$	10,004	6,371	7,129	4,53
$M_a^{x,y}$	-5,885	-3,747	-4,194	-2,668

- ❖ Calcul le ferrailage à l'ELU :

Le calcul d'une dalle pleine est calculé comme une section rectangulaire (b x e) soumise à la flexion simple pour une bonde de 1 ml, suivant l'organigramme I du BAEL99.

- Exemple de calcul :

Données : FN ; b=1 ml ; e=0,15 m ; c=0,03

Travée (sens x) :

$$\mu_{bu} = \frac{10,004 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,049 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A et } \mu_{bu} < \mu_1 \rightarrow A'=0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,062$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,116 \text{ m}$$

$$A_t^x = \frac{10,004 \times 10^{-3}}{0,116 \times 348} = 2,46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \frac{\rho_o}{2} \times (3 - \rho) b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_o \times e \times b \end{cases} \quad \text{avec } \rho_o = 0,0008, \dots, \text{ pour FeE400}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,54) \times 100 \times 15 = 1,47 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Choix des armatures en travée : $A_t^x = 5HA8/\text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2$

- Calcul des espacements : $\left\{ \begin{array}{l} \text{la fissuration est nuisible.} \\ S_t < \min(2e, 25) \\ \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.12. Ferrailage de panneau Dalle1.

position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	$A^{cal} (\frac{cm^2}{ml})$	$A^{\min} (\frac{cm^2}{ml})$	$A^{opté} (\frac{cm^2}{ml})$	St(cm)
travée	X-X	10,004	0,049	0,062	0,116	2,46	1,47	5HA8=2,51	20
	Y-Y	6,371	0,031	0,039	0,118	1,55	1,2	5HA8=2,51	20
appuis	X-X	-5,885	0,028	0,036	0,118	1,43	1,47	5HA8=2,51	20
	Y-Y	-3,747	0,018	0,023	0,118	0,90	1,2	5HA8=2,51	20

❖ Vérification à L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

Les résultats des vérifications de l'effort tranchant sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Vérification de l'effort tranchant dans le panneau Dalle1.

Type	Sens	V_u (KN)	$\tau_u \leq$	τ_u	Obs.
			τ_u	τ_u	
DALLE1	X-X	6,566	0,566	1,25	Vérifier
	Y-Y	6,1	0,566	1,25	Vérifier

❖ Vérification à L'ELS :

Le tableau ci-dessous résume les résultats de vérification à l'ELS du panneau Dalle1 :

Tableau III.14. Tableau récapitulatif des vérifications à l'ELS.

position	Sens	M_{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)		Obs.	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)		Obs.
					σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$		σ_s	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	X-X	7,129	2,65	3911,7	4,83	15	Vérifier	255,54	201,6	Non vérifier
	Y-Y	4,53	2,4	3239,4	3,36	15	Vérifier	201,47	201,6	Vérifier

Appuis	X-X	-4,194	1,75	1754,58	4.19	15	Vérifier	367,39	201,6	Non Vérifier
	Y-Y	-2,668	1,75	1754,58	2,66	15	Vérifier	233,79	201,6	Non Vérifier

Remarque : D'après les valeurs du tableau les vérifications à état limites service ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'acier à l'ELS.

$$\beta = \frac{M_s}{bd^2\sigma_{st}} = \frac{7,129 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 201.63} = 2,455 \times 10^{-3}$$

On prend : $\alpha_0 = 0.5$ pour commencer.

$$\alpha_1 = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = \sqrt{90 \times 2,45 \times 10^{-3} \frac{1-0.5}{3-0.5}} \Rightarrow \text{Donc on prend : } \alpha = 0,21$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\alpha}{3})\sigma_{st}} = \frac{7,129 \times 10^{-3}}{0.12(1 - \frac{0.21}{3})201.63} = 3,16 \text{ cm}^2$$

On prend 5HA10 = 3,93 cm², avec S_t = 15 cm.

Tableau III.15. Résume les résultats de recalculé à l'ELS.

	Mser(KN.m)	$\beta (10^{-3})$	α	Acal($\frac{cm^2}{ml}$)	Aopte($\frac{cm^2}{ml}$)
Travée X-X	7,129	2,455	0,210	3,24	5HA10=3,93
Appuis X-X	-4,194	1,444	0,161	1,83	5HA8=2,51
Appuis Y-Y	-2,668	0,918	0,128	1,15	5HA8=2,51

- Etats de déformation (flèche) :

Sens-x :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1) \frac{h_t}{l_x} = \frac{0,15}{1,5} = 0,1 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{10,004}{20 \times 11,77}\right) = 0,0425 & \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 3,27 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} & \text{vérifier} \\ 3) l_x = 1,5 \text{ m} < 8 \text{ m} & \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Sens-y :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1) \frac{h_t}{l_y} = \frac{0,15}{2,75} = 0,054 > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{4,53}{20 \times 11,77}\right) = 0,0192 & \text{vérifier} \\ 2) \frac{A_s}{b \times d} = 2,09 \times 10^{-3} < \frac{2}{f_e} = 5 \times 10^{-3} & \text{vérifier} \\ 3) l_y = 2,75 \text{ m} < 8 \text{ m} & \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schémas de ferrailage :

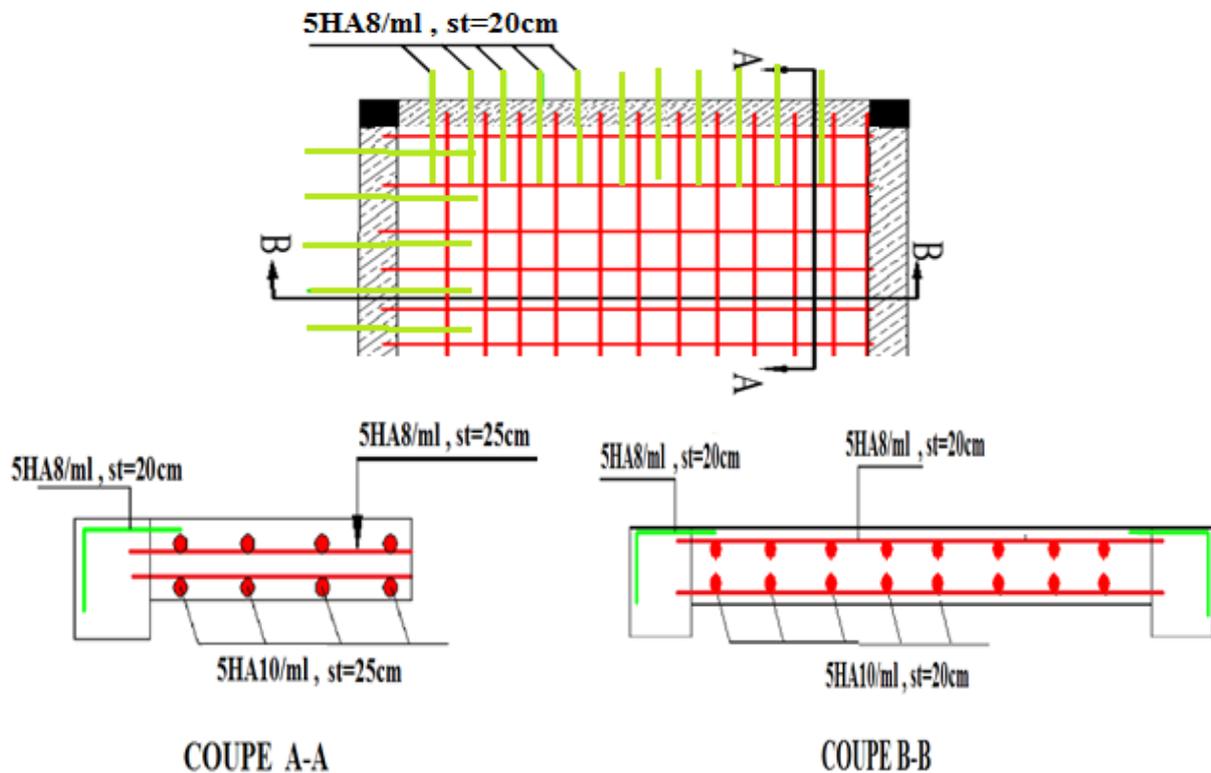


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

❖ Calcul de ferrailage a l'ELU des dalles plaines de la structure :

Tableau III.16. Ferrailage des dalles plaines de la structure à l'ELU.

	Sens	M0 (kn.m)	Mu (kn.m)	Mbu	α	z	Acal ($\frac{cm^2}{ml}$)	Amin ($\frac{cm^2}{ml}$)	Aadpt($\frac{cm^2}{ml}$)
D2	Travée X-X	17.58	14.94	0.1055	0.1397	0.0944	4.55	1.51	4HA12=4.52
	Travée Y-Y	7.64	6.49	0.0458	0.0587	0.0976	1.91	1.2	4HA8=2.01
	Appuis X-X	-17.58	8.79	0.0620	0.0801	0.0967	2.61	1.51	4HA10=3.14
	Appuis Y-Y	-7.64	3.82	0.0269	0.0342	0.0986	1.11	1.2	4HA8=2.01
D3	Travée X-X	23.18	19.70	0.1391	0.1880	0.0924	6.12	1.2	6HA12=6.79
	Travée Y-Y	4.42	3.76	0.0265	0.0336	0.0986	1.09	/	4HA8=2.01
	Appuis X-X	-23.18	11.59	0.0818	0.1068	0.0957	3.48	1.2	5HA10=3.93
	Appuis Y-Y	-4.42	2.21	0.0156	0.0196	0.0992	0.64	/	4HA8=2.01
D4	Travée X-X	10.39	8.83	0.0433	0.0553	0.1173	2.16	1.4	5HA10=3.93
	Travée Y-Y	3.75	3.19	0.0156	0.0197	0.1190	0.77	1.2	5HA10=3.93
	Appuis X-X	-10.39	5.19	0.0254	0.0322	0.1184	1.26	1.4	5HA10=3.93
	Appuis Y-Y	-3.75	1.87	0.0092	0.0115	0.1194	0.45	1.2	5HA10=3.93
D5	Travée X-X	7.14	6.07	0.0297	0.0377	0.1181	1.47	1.4	5HA10=3.93
	Travée Y-Y	2.58	2.19	0.0107	0.0135	0.1193	0.52	1.2	5HA10=3.93
	Appuis X-X	-7.14	3.57	0.0175	0.0220	0.1189	0.86	1.4	5HA10=3.93
	Appuis Y-Y	-2.58	1.29	0.0063	0.0079	0.1196	0.31	1.2	5HA10=3.93

D6	Travée X-X	5.56	4.72	0.023	0.0293	0.1185	1.14	1.21	5HA10=3.93
	Travée Y-Y	2.01	1.70	0.0083	0.0105	0.1194	0.41	1.2	5HA10=3.93
	Appuis X-X	-5.56	2.78	0.0136	0.0171	0.1191	0.67	1.21	5HA10=3.93
	Appuis Y-Y	-2.01	1.00	0.0049	0.0061	0.1197	0.24	1.2	5HA10=3.93
D7	Travée X-X	6.09	5.18	0.0254	0.0321	0.1184	1.25	1.48	5HA10=3.93
	Travée Y-Y	2.20	1.87	0.0091	0.0115	0.1194	0.45	1.2	5HA10=3.93
	Appuis X-X	-6.09	3.04	0.0149	0.0188	0.1190	0.73	1.48	5HA10=3.93
	Appuis Y-Y	-2.20	1.1	0.0053	0.0067	0.1196	0.26	1.2	5HA10=3.93
D8	Travée X-X	6.09	5.18	0.0254	0.0321	0.1184	1.25	1.48	5HA10=3.93
	Travée Y-Y	2.20	1.87	0.0091	0.0115	0.1194	0.45	1.2	5HA10=3.93
	Appuis X-X	-6.09	3.04	0.0149	0.0188	0.1190	0.73	1.48	5HA10=3.93
	Appuis Y-Y	-2.20	1.1	0.0053	0.0067	0.1196	0.26	1.2	5HA10=3.93
D9	Travée X-X	7.14	6.07	0.0297	0.0377	0.1181	1.47	1.47	5HA10=3.93
	Travée Y-Y	2.58	2.19	0.0107	0.0135	0.1193	0.52	1.2	5HA10=3.93
	Appuis X-X	7.14	3.57	0.0175	0.0220	0.1189	0.86	1.47	5HA10=3.93
	Appuis Y-Y	2.58	1.29	0.0063	0.0079	0.1196	0.31	1.2	5HA10=3.93

❖ Calcul de vérification des dalles plaines de la structure :

Tableau III.17. Vérification des dalles plaines de la structure.

	Ms(KN)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	obs	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$	obs
D2	9.78	030.0	6321	4.65 < 15	Vérifiée	278.55 < 201.63	Non Vérifiée
	4.25	27.2	5217	2.21 < 15	Vérifiée	150.22 < 201.63	Vérifiée
	5.75	19.7	2801	4.06 < 15	Vérifiée	401.44 < 201.63	Non Vérifiée
	2.50	19.7	2801	1.76 < 15	Vérifiée	174.54 < 201.63	Vérifiée
D3	14.03	23.9	2635	2.63 < 15	Vérifiée	367.25 < 201.63	Non Vérifiée
	2.67	21.7	2189	2.63 < 15	Vérifiée	86.93 < 201.63	Vérifiée
	8.25	15.8	1194	10.97 < 15	Vérifiée	529.28 < 201.63	Non Vérifiée
	1.57	15.8	1194	2.09 < 15	Vérifiée	101.00 < 201.63	Vérifiée
D4	6.88	3.74	7526.1	3.42 < 15	Vérifiée	113.35 < 201.63	Vérifiée
	3.60	3.22	5680.4	2.046 < 15	Vérifiée	83.54 < 201.63	Vérifiée
	4.05	3.22	5680.4	2.29 < 15	Vérifiée	93.87 < 201.63	Vérifiée
	2.12	3.22	5680.4	1.2 < 15	Vérifiée	49.14 < 201.63	Vérifiée
D5	4.73	3.74	7526.1	2.35 < 15	Vérifiée	77.95 < 201.63	Vérifiée
	2.47	3.22	5680.4	1.4 < 15	Vérifiée	57.45 < 201.63	Vérifiée
	2.78	3.22	6580.4	0.82 < 15	Vérifiée	64.55 < 201.63	Vérifiée
	1.45	3.22	6580.4	0.82 < 15	Vérifiée	33.79 < 201.63	Vérifiée
D6	3.68	3.74	7526.1	1.83 < 15	Vérifiée	60.69 < 201.63	Vérifiée
	1.93	3.22	5680.4	1.09 < 15	Vérifiée	44.72 < 201.63	Vérifiée
	2.16	3.22	5680.4	1.23 < 15	Vérifiée	50.26 < 201.63	Vérifiée
	1.13	3.22	5680.4	0.64 < 15	Vérifiée	26.31 < 201.63	Vérifiée
D7	4.03	3.74	7526.1	2.00 < 15	Vérifiée	66.48 < 201.63	Vérifiée
	2.11	3.22	5680.4	1.20 < 15	Vérifiée	49.00 < 201.63	Vérifiée

D8	2.37	3.22	5680.4	1.34 < 15	Vérifiée	55.06 < 201.63	Vérifiée
	1.24	3.22	5680.4	0.70 < 15	Vérifiée	28.82 < 201.63	Vérifiée
	4.03	3.74	7526.1	2.00 < 15	Vérifiée	66.48 < 201.63	Vérifiée
	2.11	3.22	5680.4	1.20 < 15	Vérifiée	49.00 < 201.63	Vérifiée
	2.37	3.22	5680.4	1.34 < 15	Vérifiée	55.06 < 201.63	Vérifiée
	1.24	3.22	5680.4	0.70 < 15	Vérifiée	28.82 < 201.63	Vérifiée
D9	4.73	3.74	7526.1	2.35 < 15	Vérifiée	77.95 < 201.63	Vérifiée
	2.47	3.22	5680.4	1.4 < 15	Vérifiée	57.45 < 201.63	Vérifiée
	2.78	3.22	5680.4	1.58 < 15	Vérifiée	64.55 < 201.63	Vérifiée
	1.45	3.22	5680.4	0.82 < 15	Vérifiée	33.79 < 201.63	Vérifiée

❖ Tableau de recalculé a l'ELS :

Tableau III.18 les résultats de recalculé à l'ELS.

	$M_{ser}(KN.m)$	$\beta(10^{-3})$	α	$A_{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{opte}(\frac{cm^2}{ml})$
Dalle2 Travée X-X	9.78	3.36	0.246	4.4	5HA12=5.65
Dalle2 Appuis X-X	5.75	1.98	0.188	2.53	5HA10=3.93
Dalle3 Travée X-X	14.03	4.83	0.086	5.96	5HA14=7.7
Dalle3 Appuis X-X	8.25	2.84	0.051	3.46	5HA10=3.93

Schémas de ferrailage :

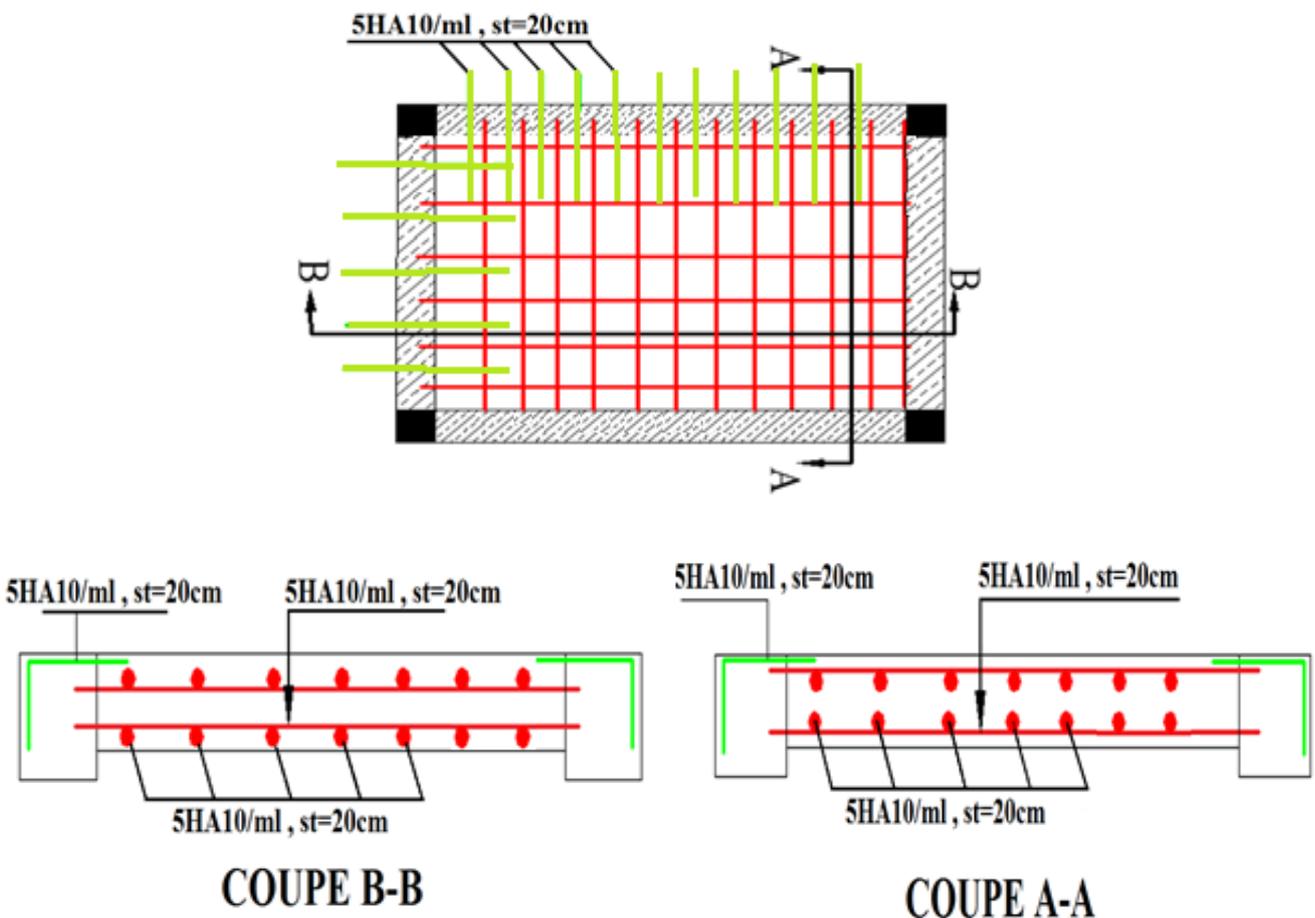


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

III.4. Etude de de l'escalier :

III.4.1. Etude de la volée 3 (étage courant) :

➤ Schémas statique

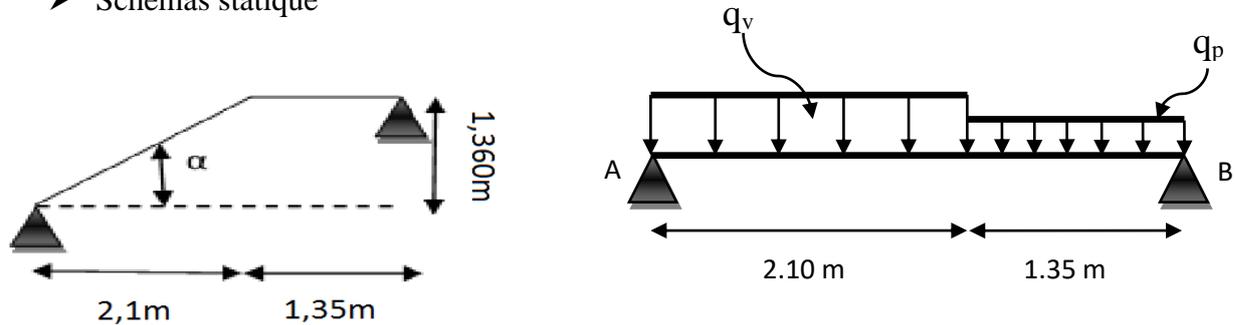


Figure III.9. Schéma statique de la volée 3 étage courant.

➤ Les Charges de l'escalier :

$G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2$ avec G_p : poids propre de palier
 $G_v = 8,62 \text{ KN/m}^2$ avec G_v : poids propre de la volée
 $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Tableau.III.19. Les sollicitations dans l'escalier :

Localisation	ELU	ELS
Palier (q_p) (KN/m)	10,74	7,68
Volée (q_v) (KN/m)	15,387	11,12

➤ Réactions d'appuis :

$$\begin{aligned} \sum F_y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (2.10 \times 15,387) + (1.35 \times 10.74) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 32,3127 + 14,499 = 46,8117 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_b = \left[\frac{33,928 + 40,234}{3.45} \right] = \frac{74,1627}{3.45}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_b = 21,496 \text{ KN} \\ R_A = 25,315 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ Moment fléchissant et effort tranchant :

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

• Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 2.10$

$$T(x) = -15,387x + 25,315$$

$$\begin{cases} T(0) = 25,315 \text{ KN} \\ T(2.10) = -6,99 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = -7,69x^2 + 25,315x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.1) = 19,248 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.1) = 19,248 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2.1) = 19,248 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul de l'extremum :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -15,387x + 25,315 = 0 \Rightarrow x = 1,64 \text{ m}$$

$$\text{On trouve : } \begin{cases} M^{\max} = 20,83 \text{ KN.m} \\ V^{\max} = R_A = 25,315 \text{ KN} \end{cases}$$

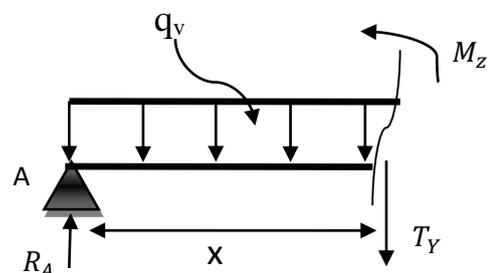


Figure III.10. Schéma statique de la 1er coupe.

- **Tronçon 2 : $2,10 \leq x \leq 3,45$**
 $T(x) = -10,74 x + 15,556$
 $\begin{cases} T(2.10) = -6.998 \text{KN} \\ T(3.45) = -21,497 \text{KN} \end{cases}$
 $M(x) = -5,37 x^2 + 15,556 x + 10,24$
 $\begin{cases} M(2.10) = 19,226 \text{KN.m} \\ M(3.45) = 00 \text{KN.m} \end{cases}$

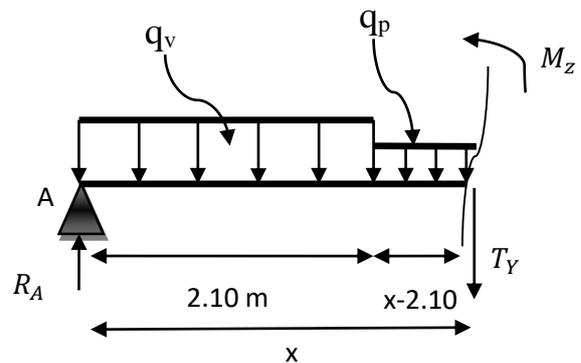


Figure III.11. Schéma statique de la 2^{ème} coupe.

➤ Les réactions et les Moment fléchissant (ELS) :

Tableau III.20. Les réactions et les moments à l'ELS.

Sollicitations	Réaction (KN)		M ^{max} (KN.m)
	RA	RB	
ELS	18,27	15,44	15,01

➤ Calcul des moments pour le ferrailage :

$$ELU \begin{cases} M_t^{max} = 0.75 \times 20,83 = 15,622 \text{KN.m} \\ M_a^{max} = -0.5 \times 20,83 = -10,415 \text{KN.m} \end{cases} \quad ELS \begin{cases} M_t^{max} = 11,25 \text{KN.m} \\ M_a^{max} = -7,50 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ Ferrailage de l'escalier

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Résultat de ferrailage à l'ELU.

Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adopté} (cm ² /ml)
travée	15,622	0,065	0,0842	0,125	3,573	1,57	5HA10/m = 3,93
appui	-10,415	0,0434	0,0555	0,127	2,354	1,57	4HA10/m = 3,14

➤ Vérification à l'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } : v_u = 25,315 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{25,315 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.194 \text{MPa} < \tau^{adm} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

➤ Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à l'ELS sont :

Tableau III.22. Vérification des contraintes à L'ELS.

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	11,25	3.37	6742.56	5.62 < 15	Vérfiée
Appui	-7,5	3.06	5608.74	4.09 < 15	Vérfiée

➤ Etat limite de déformation

• Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = \frac{0.15}{3.45} = 0.043 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

• Sollicitations :

Sous g : $G_v = 8,62 \text{ KN/m}^2$ $G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2$

charge permanente total :

$$\begin{aligned} \Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B &= (2.10 \times 8,62) + (1.35 \times 5,18) \\ \Rightarrow R_A + R_B &= 18,102 + 6,993 = 25,095 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_b = \left[\frac{19,007 + 19,405}{3.45} \right] = 11,13 \text{ KN} \quad \Rightarrow \begin{cases} R_b = 11,13 \text{ KN} \\ R_A = 13,96 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$M(x) = -4,31x^2 + 13,96 x$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -8,62x + 13,96 = 0 \Rightarrow x = 1,62 \text{ m}$$

$$M(1,62) = 11,30 \text{ KN.m}$$

$$M_i^g = 0,75 \times 11,30 = 8,475 \text{ KN.m}$$

Sous J : $G_v = 6,33 \text{ KN/m}^2$ $G_p = 3,75 \text{ KN/m}^2$

charge permanente total :

$$\begin{aligned} \Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B &= (2.10 \times 6,33) + (1.35 \times 3,75) \\ \Rightarrow R_A + R_B &= 13,293 + 5,062 = 18,355 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_b = \left[\frac{13,957 + 14,048}{3.45} \right] = 8,11 \text{ KN} \quad \Rightarrow \begin{cases} R_b = 8,11 \text{ KN} \\ R_A = 10,24 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$M(x) = -3,165x^2 + 10,24 x$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -6,33x + 10,24 = 0 \Rightarrow x = 1,617 \text{ m}$$

$$M(1,62) = 8,28 \text{ KN.m}$$

$$M_i^j = 0,75 \times 8,28 = 6,21 \text{ KN.m}$$

Sous p : $G_v = 8,62 \text{ KN/m}^2$ $G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2$ $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$P_v = 8,62 + 2.5 = 11,12 \text{ KN/m}^2$$

$$P_p = 5,18 + 2.5 = 7,68 \text{ KN/m}^2$$

charge permanente total :

$$\begin{aligned} \Sigma F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B &= (2.10 \times 11,12) + (1.35 \times 7,68) \\ \Rightarrow R_A + R_B &= 23,352 + 10,368 = 33,72 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_b = \left[\frac{24,519 + 28,771}{3.45} \right] = 15,45 \text{ KN} \quad \Rightarrow \begin{cases} R_b = 15,45 \text{ KN} \\ R_A = 18,27 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$M(x) = -5,56x^2 + 18,27 x$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -11,12x + 18,27 = 0 \Rightarrow x = 1,64 \text{ m}$$

$$M(1,64) = 15,01 \text{ KN.m}$$

$$M_i^p = 0,75 \times 15,01 = 11,25 \text{ KN.m}$$

Tableau III.23. Résultats de la vérification de la flèche.

f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	f_{gv} (mm)	Δf (mm)	f^{adm} (mm)	Observation
0.735	1.895	4.160	3.975	5.5	6.9	Vérifier

➤ Vérification des armatures de répartitions :

- En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit **3HA8/ml** = $1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

- En Appuis : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit **3HA8/ml** = $1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec $S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$

➤ Schéma de ferrailage :

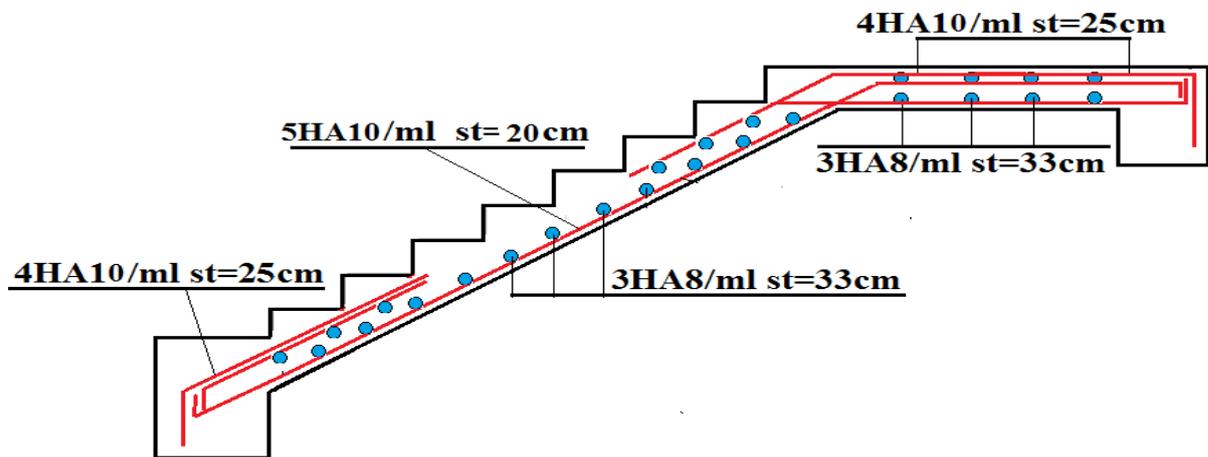


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la 3^{ème} volée.

III.4.2. Etude de la volée intermédiaire (console) étage courant :

Ce calcul comme une console.

On a : $\begin{cases} G_v = 9,93 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$

➤ Evaluation des charges à l'ELU :

$q_v = (1.35G_v + 1.5Q_v) = (1.35 \times 9.93 + 1.5 \times 2.5)$

$q_v = 17,155 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des sollicitations :

$\begin{cases} M_u = -\frac{q_v l^2}{2} = -\frac{17,155 \times (1,55)^2}{2} = -20,60 \text{ KN.m} \\ V_u = q_v l = 17,155 \times 1,55 = 26,59 \text{ KN} \end{cases}$

➤ Calcul de ferrailage :

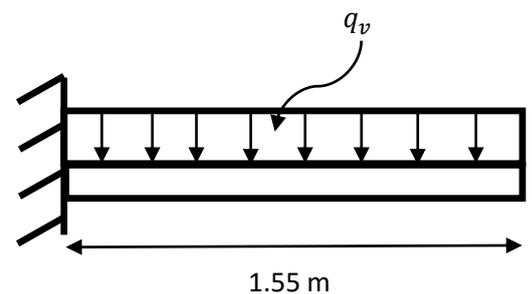


Figure III.13. Schéma statique de la console.

Tableau III.24. Résultat de ferrailage de la console à l'ELU.

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{choi} (cm ² /ml)
-20,60	0.0858	0.112	0.124	4.767	1.57	5HA12 =5.65

➤ **Armature de répartition :**

$$A_l = \frac{A^{choisis}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/ml$$

On choisit : $A_l = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/ml$

$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifiée

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{26,59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0,204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots$$
 vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$q_v = (G + Q) = (9,93 + 2,5) = 12,43 \text{ KN/m}$$

$$M_s = -\frac{q_v l^2}{2} = -\frac{12,43 \times (1.55)^2}{2} = -14,93 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification des contraintes :**

Tableau III.25. Vérification de la contrainte du béton .

M_s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
-14,93	3,91	8994,73	6,49	15	Vérifier

➤ **Vérification de la flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.0967 \text{ cm} \geq \max\left(\frac{M_t}{10M_0}, \frac{1}{16}\right) = 0.0625 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \\ A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \leq \frac{4.2 b \times d}{f_e} = 13.65 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{ vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Schéma de ferrailage :**

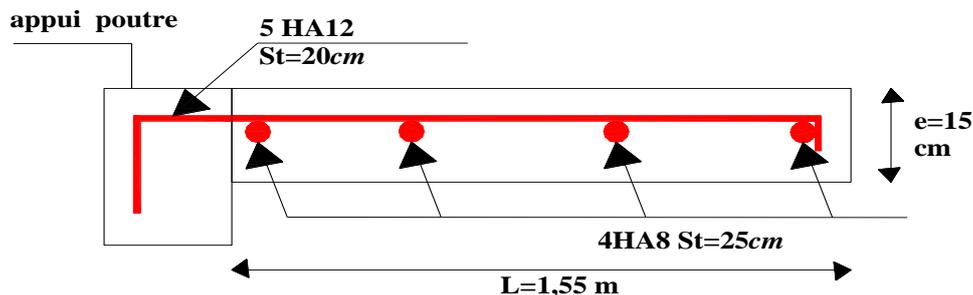


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la volée intermédiaire.

III.4.3.Étude de la volée 1 étage courant :

➤ **Les Charges de l'escalier :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} G_p = 5,18 \text{ KN/m}^2 & \text{avec } G_p : \text{ poids propre de palier} \\ G_{v1} = 8,65 \text{ KN/m}^2 & \text{avec } G_v : \text{ poids propre de la volée} \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 & \end{array} \right.$$

Sollicitation à L'ELU et à l'ELS :

$$\begin{cases} q_u^{\text{palier}} = 10,74 \text{ KN} & q_s^p = 7,68 \text{ KN} \\ q_u^{\text{volée}} = 15,42 \text{ KN} & q_s^v = 11,15 \text{ KN} \end{cases}$$

Réactions d'appuis : après le calcul on trouve :

$$\begin{cases} R_A = 19,32 \text{ KN} \\ R_B = 22,94 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Moment fléchissant et effort tranchant :**

La poutre est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (méthode de la RDM).

On trouve : $\begin{cases} M^{\text{max}} = 17,06 \text{ KN.m} \\ V^{\text{max}} = R_B = 22,94 \text{ KN} \end{cases}$

Les réactions et les Moment fléchissant (ELS) :

$$\begin{cases} R_A = 13,88 \text{ KN} \\ R_B = 16,55 \text{ KN} \\ M^{\text{maxser}} = 12,29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments pour le ferrailage :

ELU $\begin{cases} M_t^{\text{max}} = 0,75 \times 17,06 = 12,79 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{max}} = -0,5 \times 17,06 = -8,53 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS $\begin{cases} M_t^{\text{max}} = 10,45 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{max}} = -4,91 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferrailage de l'escalier**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Résultat de ferrailage à l'ELU.

Sens	Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
travée	12,79	0,0534	0,0686	0,126	2,90	1,57	4HA10/m = 3,14
appui	-8,53	0,0356	0,0453	0,127	1,92	1,57	5HA8/m = 2,51

➤ **Vérification à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \leq \tau^{adm} = \frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } : v_u = 22,94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,176 \text{ MPa} < \tau^{adm} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

• **Vérification à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les résultats des vérifications à l'ELS sont :

Tableau III.27. Résultats des Vérifications des contraintes.

Endroit	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	10,45	3,72	8174,8	4,76 < 15	Vérfiée
Appui	-4,91	3,00	5400	2,73 < 15	Vérfiée

➤ **Etat limite de déformation**

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{3,45} = 0,0434 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Non vérfiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire

- **Sollicitations :**
$$\begin{cases} M_j = 5,05 \text{ KN.m} \\ M_g = 6,90 \text{ KN.m} \\ M_p = 9,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.28. Vérification de la flèche :

$f_{ji}(\text{mm})$	$f_{gi}(\text{mm})$	$f_{pi}(\text{mm})$	$f_{gv}(\text{mm})$	$\Delta f(\text{mm})$	$f^{adm}(\text{mm})$	Observation
0,475	0,938	2,455	2,295	3,33	6,3	Vérifier

➤ **Vérification des armatures de répartitions :**

- **En travée :** $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit **3HA8/ml** = 1,51cm²/ml

$s_t = 33 \text{ cm}$

- **En Appuis :** $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,627 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit **3HA8/ml** = 1,51 cm²/ml

$s_t = 33 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage :**

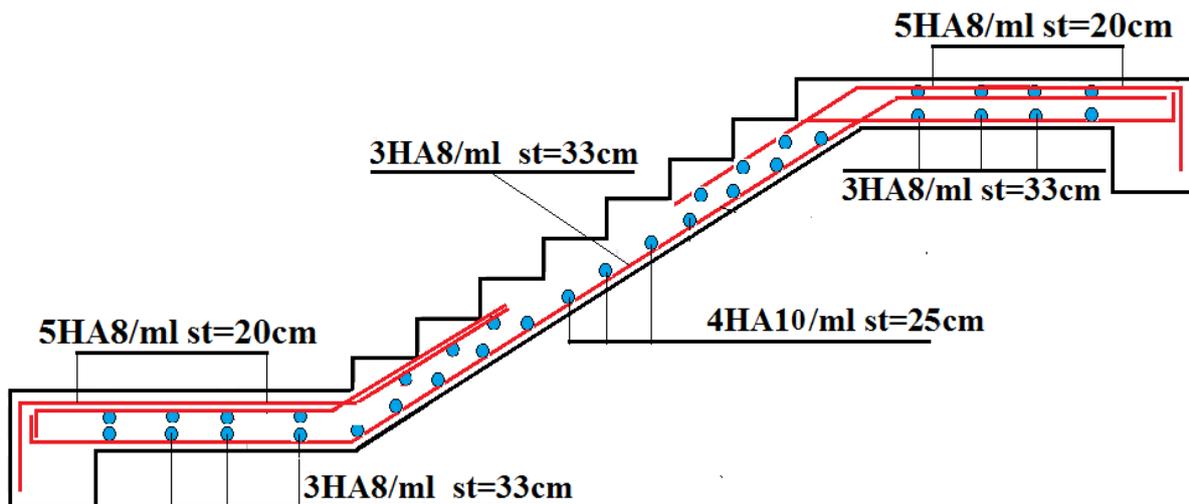


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la 1^{ème} volée.

III.4.4. Etude de la poutre brisée :

Schémas statique de la poutre brisée de l'étage courant :

Dimensionnement :

On a :

$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \quad L = 3.40 \text{ m}$

$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66 \leq h \leq 34$

Donc soit : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$

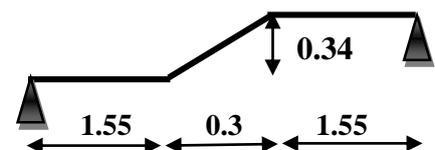


Figure III.16. Schéma statique de la poutre brisée.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple et à la torsion.

Calcul à la flexion simple :

✓ **Calcul de chargement :**

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0,40 \times 0,40 = 4\text{KN/m} \dots \dots \dots (\text{partie horizontale})$$

$$g_{0r} = 25 \times 0,4 \times \frac{0,4}{\text{Cos}(48,57)} = 6,04\text{KN/m} \dots \dots \dots (\text{partie inclinée})$$

En plus, elle est soumise aux charges transmises par l'escalier qui sont comme suite:

$$R_A = 22,4 \text{ KN}$$

$$R_B = 25,31\text{KN}$$

$$R_V = 26,59 \text{ KN}$$

$$P_{ap} = 1.35 g_0 + R_A = 28,34 \text{ KN/m}$$

$$P_{ap} = 1.35 g_0 + R_b = 30,71 \text{ KN/m}$$

$$P_{av} = 1.35 g_0^* + R_v = 34,74 \text{ KN/m}$$

✓ **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

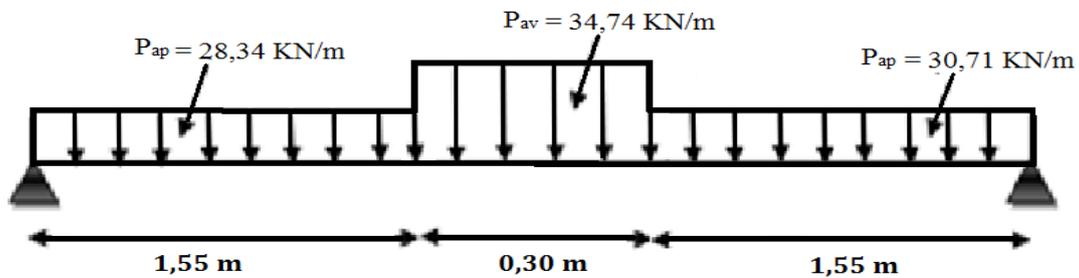


Figure III.17. Schéma statique de la poutre brisée.

Tableau III.29. Récapitulatif des sollicitations.

	M _t (KN.m)	M _{a rive} (KN.m)	V _u (KN)
ELU	32,98	-21,92	51,97
ELS	23,93	-15,95	

✓ **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

✓ **Soit :** b = 40 cm ; d = 38 cm

Tableau III.30. Résultat des ferraillages à la flexion simple.

Endroit	M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	Obs.
Travée	32,98	0,0161	0,0203	0,378	2,51	1,83	vérifiée
Appui de rive	-21,92	0,0107	0,0134	0,378	1,66	1,83	vérifiée

✓ **Calcul de contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{51,97 \times 10^{-3}}{0,4 \times 0,38} = 0,34\text{MPa}$$

✓ **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit S_t = 15 cm et on calcul A_{trans}

$$\begin{cases} A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2 \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 \times f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq -0.48 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_{trans} = \max(0.6, -0.48)$$

Donc on prend $A_{trans} = 0.6 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul à la torsion :**

• **Moment de torsion :**

$$M^{tor} = -\frac{20,6 \times 3,4}{2} = -35,02 \text{ KN.m}$$

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\emptyset}{6}$) ; car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion.
 $\emptyset = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 6,66 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 1111,5 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 160 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

- **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{35,02 \times 10^{-3} \times 1,6}{2 \times 0,1115 \times 348} = 7,22 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$\text{Pour } s = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{35,02 \times 10^{-3} \times 0,15}{2 \times 0,1115 \times 348} = 0,677 \text{ cm}^2$$

• **Ferraillage à la torsion :**

Tableau III.31. Le ferraillage à la torsion.

e (cm)	Ω (m ²)	U(m)	A_l^{tor} (cm ²)	A_t^{tor} (cm ²)
6.6	0,1115	1,6	7,22	0.677

✓ **Contrainte de cisaillement en torsion :**

$$\tau^{tor} = \frac{M^{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{35,02 \times 10^{-3}}{2 \times 0,1115 \times 0,06} = 2,62 \text{ MPa}$$

Ferraillage global (flexion simple + torsion):

✓ **Ferraillage longitudinal :**

En travée :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 2,51 + \frac{7,22}{2} = 6,12 \text{ cm}^2$$

En appui de rive :

$$A_l^{tot} = A_l^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1,66 + \frac{7,22}{2} = 5,27 \text{ cm}^2$$

Vérification des conditions du RPA des armatures longitudinales (art 7.5.2.1) :

$$\begin{cases} A_{min} = 0.5\% \times B = 8 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 4\% \times B = 32 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \text{en travée: } A_{min} \geq A_l^{tot} = 6,12 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \text{ Non vérifiée} \\ \text{en appui: } A_{min} \leq A_l^{tot} = 5,27 \text{ cm}^2 \leq A_{max} \dots \dots \text{ vérifiée} \end{cases}$$

Avec : B : section de la poutre brisée.

✓ **Ferrailage longitudinal choisis :**

En travée : on ferraille avec A_{min}

$$A_l^{choisis} = 4HA14 + 2HA12 = 8,42 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_l^{choisis} = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

$$A_{trans}^{tot} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0.677 + 0.6 = 1.277 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA8** = 2,01 cm²

Soit un cadre Ø8 + un étrier de Ø8.

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau_u^{F.S} = 0,34 \text{ MPa} \\ \tau_u^{tor} = 2,62 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u^{tot} = \sqrt{(\tau_u^{F.S})^2 + (\tau_u^{tor})^2} = \sqrt{(0,34)^2 + (2,62)^2} = 2,64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u^{tot} = 2,64 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Tableau III.32. Vérification des contraintes.

Endroit	M (KN)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	23,93	12,65	108160	2,79	15	Vérifiée
Appui rive	15,95	11,44	91808,4	1,98	15	Vérifiée

✓ **Vérification de la flèche**

Si les conditions suivantes ne sont pas vérifiées on doit vérifier la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0.12 \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) = 0.075 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{A}{bd} = 0.0055 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ l = 4,2 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ Schéma de ferrailage :

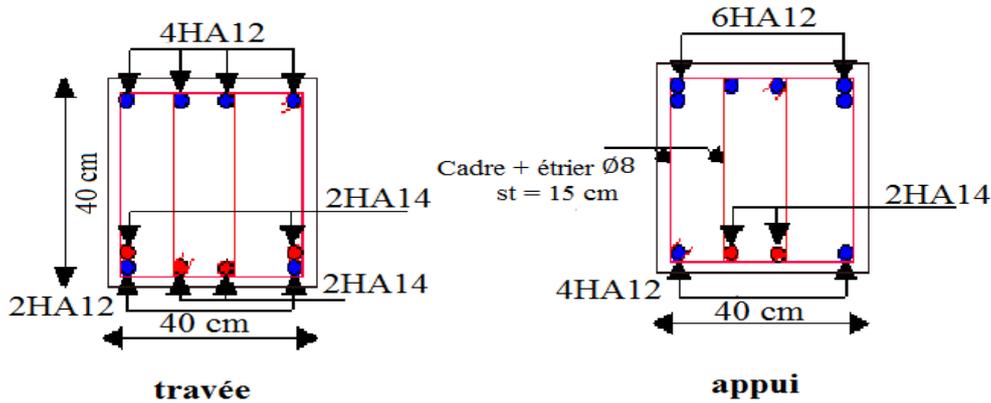


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre prisée.

III.5. Etude de l'acrotère :

Évaluation des charges et surcharges :

Tableau III.33. Tableau récapitulatif des dimensions de l'acrotère.

Charges et surcharges.				
Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,0685	1,7125	0,03x0,6x18x1 = 0,324	2,0365	1

Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

Horizontales : (dues au séisme).

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis

- ✓ **F_p**: une force horizontale due au séisme
- ✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.
- ✓ **C_p**: Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (*Tab. 6.1 du RPA99*).
- ✓ **W_p**: poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2

- Zone II_a (Bejaia). Donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,0365$$

$$F_p = 1 \text{ KN}$$

- ❖ **Remarque** : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de 1 mètre linéaire.

- Calcul des sollicitations :

A. Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i} \quad \text{Et} \quad y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

A.N:

$$A_1 = 60 \times 10 = 600 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_1 = 5 \text{ cm} \quad ; \quad y_1 = 30 \text{ cm}$$

$$A_2 = \frac{3 \times 10}{2} = 15 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_2 = 13.33 \text{ cm} \quad ; \quad y_2 = 58 \text{ cm}$$

$$A_3 = 7 \times 10 = 70 \text{ cm}^2 \quad ; \quad x_3 = 15 \text{ cm} \quad ; \quad y_3 = 53.5 \text{ cm}$$

$$x_c = \frac{600 \times 5 + 15 \times 13.33 + 70 \times 15}{(600 + 15 + 70)} = 6.204 \text{ cm} \quad \text{D'où} : x_c = 0.06204 \text{ m}$$

$$y_c = \frac{600 \times 30 + 15 \times 58 + 70 \times 53.5}{(600 + 15 + 70)} = 33.014 \text{ cm} \quad \text{D'où} : y_c = 0.3301 \text{ m}$$

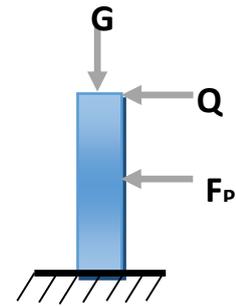


Figure III.19. Les charges sur l'acrotère.

B. Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2.0365 \implies M_G = 0$$

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

$$F_p = 1 \text{ KN} \implies M_{F_p} = 0.3301 \text{ KN.m}$$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.34. Combinaison d'action de l'acrotère.

Différentes combinaisons à utiliser.			
Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35*G + 1,5*Q	G+Q
N (KN)	2.0365	4.248	3.0365
M (KN)	0.930	0,9	0,6

C. Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \implies e_1 = \frac{0.93}{2.036} = 0.46 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 .

Tels que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h}{250}\right) = \max(2 \text{ cm}, 0.24 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \implies \alpha = 0.$$

ϕ : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

α : Le rapport du au premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de section qui est égale à 10 cm.

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.10 \times 10^4} = 0.00864 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.489 \text{ m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_u = 2.0365 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e = 2.0365 \times 0.489 = 1 \text{ KN.m}$$

D. Ferrailage :

A l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple : $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d - \frac{h}{2})$

- ✓ M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$M_{uA} = 1 + 4.248 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 1.127 \text{ KN.m}$$

Flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.127 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0124 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.0156$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.0155) = 0.0795 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.127 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} = 4.07 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.407 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 4.07 \times 10^{-4} - \frac{4.248 \times 10^{-3}}{348} = 2.85 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0.285 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} >$$

A on ferraille avec A_{min}

On prend $A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = (1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.**

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.**

• **Vérification au cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}$ vérifiée**

• **ELU : $V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.5 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.0187 \text{ MPa} ; \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

• **Situation accidentelle : $V_u = F_p + Q = 1 + 1 = 2 \text{ KN}$**

- $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.00 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.016 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ vérifiée

ELS : (vérification des contraintes).

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \\ \sigma_{st} = 15 \times N_{ser} \times \frac{(d-y)}{\mu_t} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \\ \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) \end{cases}$$

$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}, N_{ser} = 3.0365 \text{ KN}; d = 0.08 \text{ m}$

✓ **Position de l'axe neutre :**

✓ $c = d - e_1$

✓ $e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \left(\frac{0.6}{3.0365} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)\right) = 0.228 \text{ m}$

✓ $e_1 > d \Rightarrow c$ à l'extérieur de la section $\Rightarrow c = 0.08 - 0.228 = -0.148 \text{ m}$

Tel que :

$$p = -3 * c^2 + (d - c) * \frac{90 * A_s}{b}$$

$$q = -2 * c^3 - (d - c)^2 * \frac{90 * A_s}{b}$$

D'où : $\begin{cases} P = -0.062 \text{ m}^2 \\ Q = 0.0055 \text{ m}^3 \end{cases}$

Pour résoudre l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$, avec $y = y_c + c$;

On calcule le $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ on a trois racines réelles :

$$\begin{cases} y_{c1} = a \cos \frac{\varphi}{3} \\ y_{c2} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_{c3} = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad \begin{cases} a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \\ \varphi = \cos^{-1} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \end{cases}$$

Si $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ on a une seule racine réelle :

On calcul \Rightarrow $\begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) \\ z = t^{1/3} \\ y_c = z - \frac{p}{3z} \end{cases}$

Dans notre cas, on a :

Tableau III.35. Tableau résume les résultats de position de l'axe neutre.

$\Delta = [-5.058 * 10]^{(-6)} < 0$	
a=0.288	$\varphi = 157.76^\circ$
$y_{c1} = 0.175 \text{ m}$	$y_1 = 0.027 \text{ m}$
$y_{c2} = -0.286 \text{ m}$	$y_2 = -0.434 \text{ m}$
$y_{c3} = 0.111 \text{ m}$	$y_3 = -0.037 \text{ m}$

On a : $y = y_1 = 0.027 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times (0.027)^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.027)$$

$$\Rightarrow \mu_t = 2.047 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{3.0365 \times 10^{-3} \times 0.027}{2.047 \times 10^{-4}} = 0.40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \\ \sigma_{st} = 15 \times 3.0365 \times 10^{-3} \times \frac{(0.08 - 0.027)}{2.047 \times 10^{-4}} = 11.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 266.67 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Schéma de Ferrailage :

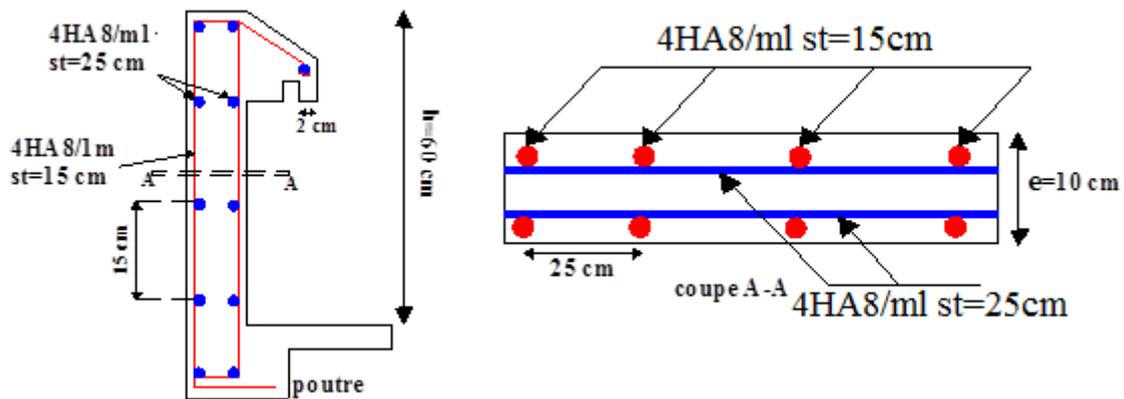


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6. Etude de la poutre de chaînage :

C'est une poutre horizontale en béton armé qui sert à supporter le poids des cloisons, Son calcul se fait à la flexion simple

Dans notre structure la poutre de chaînage sert d'appui pour la cloison extérieure.

• Dimensionnement :

D'après le RPA(Art.9.33) la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieur ou égale a 15cm ou a 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporte.

Dans notre cas la poutre sert d'appuis pour les poutrelles du plancher a corps creux et pour reprendre le poids du mur a double cloison.

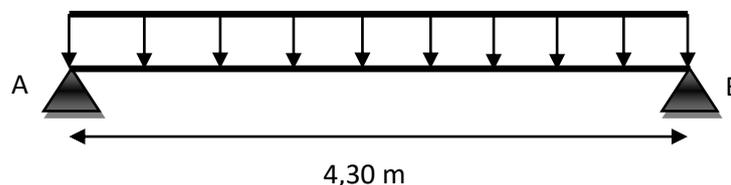


Figure III.21. Schéma statique de la poutre de chaînage.

• Selon la condition de la flèche :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq h \leq \frac{l_{max}}{10} \Rightarrow \frac{430-30}{15} \leq h \leq \frac{430-30}{10} \Rightarrow 26,66 \leq h \leq 40 . \text{ Soit : } h = 35\text{cm} ; b = 30 \text{ cm}$$

• calcul des sollicitation:

La poutre et soumise a des chargements suivant :

- Poids propre : $G_p=25*0.3*0.35 \Rightarrow G_p=2.625\text{Kn/ml}$
- Poids du plancher a corps creux : $G=5.62\text{KN/m}^2$ $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$, $lg=1.35\text{m}$, $ld=0\text{m}$
- Poids a double cloison : $G_m=2.75 \text{ KN/ml}$

• Les charges total qui revient a la poutre :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = \frac{(1.35G + 1.5Q)lg}{2} + 1.35(G_p + G_m) \\ \text{ELS: } q_s = \frac{(G + Q)lg}{2} + G_p + G_m \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } q_u = 13.88\text{Kn/ml} \\ \text{ELS: } q_s = 10.17\text{Kn/ml} \end{array} \right.$$

Calcul à ELU :

$$M_0 = qu \cdot \frac{l^2}{8} = 32.08 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0.75M_0 \\ M_a = -0.5M_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 24.06 \text{ kn.m} \\ M_a = -16.04 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$V_{\max} = qu \cdot l/2 \Rightarrow 29.84 \text{ KN}$$

Calcul à ELS :

$$M_0 = qs \cdot \frac{l^2}{8} = 23.5 \text{ KNkn.m} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 0.75M_0 \\ M_a = -0.5M_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t = 17.629 \text{ kn.m} \\ M_a = -11.75 \text{ kn.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage de la poutre de chaînage**

Tableau III.36. Tableau de ferraillage de la poutre de chaînage.

Endroit	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{choisis} (cm ²)	St (cm)
En travée	24.06	0.0165	0,020	0,317	2.18	3.86	3HA14 =4.62	25
En appui	-16.04	0,011	0,013	0,319	1,44	3.86	3HA14 =4.62	25

• **Vérification à l'ELU :**

• **Effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29,84 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.301 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas risque de rupture par cisaillement

• **Calcul des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left(\frac{b}{10}; \frac{h}{35}, \phi_l^{min} \right) \Rightarrow \phi \leq \min (30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}, 10 \text{ mm}) \Rightarrow \phi \leq 10 \text{ mm}$$

Soit un cadre T8 et un étrier T8 $\Rightarrow 2\phi 8 = 1,01 \text{ mm}$

$$1) S_t = 29,7 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 1,01}{30(0,268 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} < 0 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{400 \times 1,01}{30 \times 0,4} = 33,66 \text{ cm}$$

$S_t = \min (1; 2; 3)$ on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Vérification à l'ELS :**

• Vérification de la contrainte dans le béton :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III.37. Vérification des contraintes.

Endroit	M ^s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	17.60	3.00	59181.3	0.89	15	Vérifier
En appui	-11.75	3.00	59181.3	0.59	15	Vérifier

• Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) = 0.08 \geq \max(0.062; 0.074) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.62}{30.33} \leq \frac{4.2}{400} \\ l < 8m = 4.3 < 8 \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.08 \geq 0.074 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0046 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 4.3 \text{ m} < 8 \text{ m} \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

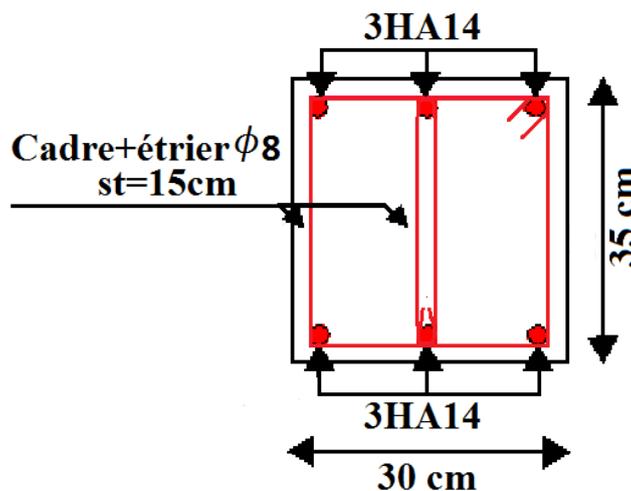


Figure III.22. Ferrailage de la poutre de chaînage.

III.7. Étude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des Chargements vers les différents niveaux de la construction. On fixe l'épaisseur de la dalle de l'ascenseur $e=15\text{cm}$. $e \geq 15$

1-Cas d'une charge répartie :

- Evaluations des charges :

La charge permanente

Revêtement dallage en béton armée (5cm)

$$0,05 \times 22 = 1,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Le poids de la machine} \Rightarrow \frac{F_C}{S} = \frac{200}{1.3 \times 1.5} = 102.56 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = 106.09 \text{ KN/m}^2$$

La charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- Combinaisons des charges :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 144.73 \text{ KN/m} \quad ; \quad q_{ser} = G + Q = 107.09 \text{ KN/m}$$

- Détermination des sollicitations :

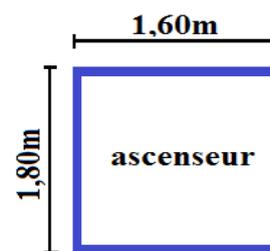


Figure III.23. Coupe transversale d'ascenseur.

Moments

$\rho = L_x / L_y \Leftrightarrow \rho = 0.866 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 12.13 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 8.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées $\Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{0x} = 9.09 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{0y} = 6.41 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\Rightarrow M_x^a = M_y^a = 0,5 \times M_{0x} = 6.065 \text{ KN.m}$

Efforts tranchants $\Rightarrow V_{max}^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 60.14 \text{ KN}$

▪ **Calcul du Ferrailage**

Tableau III.38. Tableau du ferrailage de dalle d'ascenseur.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$	St(cm)
travée	x-x	9.09	0,037	0,047	0,127	2,05	1,33	4HA10=3,14	25
	y-y	6.41	0,026	0,032	0,128	1,43	1,33	4HA8=2,01	25
appui		6.065	0,025	0,031	0,127	1,36	1,33	4HA8=2,01	25

▪ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$\tau_u = 0,37 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

▪ **Vérification à l'ELS**

$q_{ser} = G + Q = 107.09 \text{ KN/m}$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,7932 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_{ser} = 10,24 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 8.125 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées $\Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_{0x} = 7,68 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_{0y} = 6.093 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\Rightarrow M_x^a = M_y^a = 0,5 \times M_{0x} = 5,12 \text{ KN.m}$

▪ **Vérification des contraintes Etat limite de compression de béton**

Sens x-x :

$A_x = 3,14 \text{ cm}^2$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $y = 3,06 \text{ cm}$; $I = 5608.73 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 4,19 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifier.

Sens y-y :

$A_y = 2,01 \text{ cm}^2$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $y = 2,51 \text{ cm}$; $I = 3844.81 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = 2,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifier.

2-Cas d'une charge concentrée :

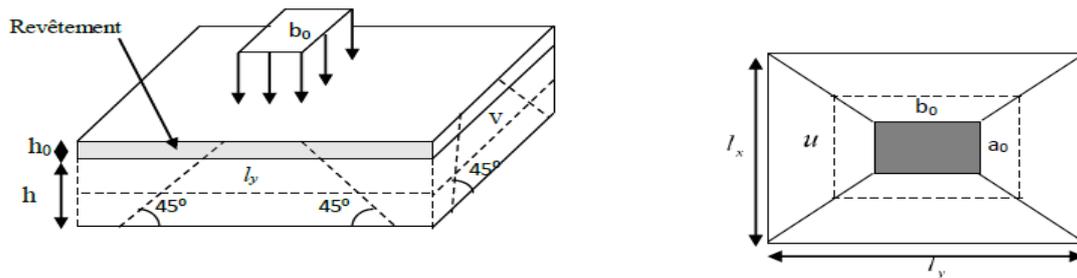


Figure III.24. Schéma représentant la surface d'impact.

• Calcul du rectangle d'impact (u, v)

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \Rightarrow u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \Rightarrow v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

• Evaluation des moments sous charge concentrée

$$M_x = q_u (M_1 + v \times M_2) ; \quad M_y = q_u (M_1 + v \times M_1)$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personne}} = 106.09 + 15 + 6.3 = 127.39 \text{ KN}$

$$P_u = 1.35g = 1.35 \times 127.39 \Rightarrow P_u = 171.97 \text{ KN}$$

$$\frac{u}{l_x} = \frac{105}{130} = 0.807 \quad ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{105}{150} = 0,7$$

En utilisant l'abaque de pigeaud on obtient :

$$M_1 = 0,041 \quad ; \quad M_2 = 0,05$$

$$M_{x1} = p_u \times M_1 \Rightarrow M_{x1} = 144.73 \times 0,041 = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2 \Rightarrow M_{y1} = 144.73 \times 0,05 = 7.23 \text{ KN.m}$$

Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$G = 25 (0,15 + 0,05) = 5 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1,35 \times 5 + 1,5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 0.69 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = M_{0x} \times \mu_y = 0,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.62 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.71 \text{ KN.m}$$

Moments en travées $\Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_x = 4.96 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_y = 5.78 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moments en appuis $\Rightarrow M_x^a = M_y^a = 0,5 \times M_x = 3.31 \text{ KN.m}$

• Calcul du Ferrailage

Tableau III.39. Tableau des ferrailages de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.

Sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	A_{adp} (cm^2/ml)	St(cm)
travée	x-x	4.96	0,020	0,026	0,128	1,00	1,33	3HA8=1,5	25
	y-y	5.78	0,024	0,030	0,128	1,29	1,33	3HA8=1,5	25
appui		3.31	0,013	0,017	0,129	0,73	1,33	3HA8=1,5	25

• **Vérifications à l'ELU**

- **Vérification au poinçonnement**

$$N_d < 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 \times (u+v) \Rightarrow U_c = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$N_d = 144.73 \text{ KN} < 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 472,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{p_u}{3 \times v} = \frac{144.73}{3 \times 1,05} = 45.94 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,212 \text{ Mpa} < [\tau_u] = 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 127.39 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 127.39 (0,041 + 0,2 \times 0,05) = 6.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 127.39 (0,05 + 0,2 \times 0,041) = 7.41 \text{ KN.m}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$G = 25 (0,15 + 0,05) = 5 \text{ KN/ml} \quad q_s = 5 + 1 = 6 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0496 \\ \mu_y = 0,7052 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 0.5 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = M_{x2} \times \mu_y = 0,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.99 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.76 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travées} \Rightarrow \begin{cases} M_x^t = 0,75 \times M_x = 5.24 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 \times M_y = 5.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en appuis} \Rightarrow M_x^a = M_y^a = 0,5 \times M_x = 2.62 \text{ KN.m}$$

• **f. Vérification des contraintes Etat limite de compression de béton**

Sens x-x

$$A_x = 1.51 \text{ cm}^2 \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 13 \text{ cm} \quad ; \quad y = 2,21 \text{ cm} \quad ; \quad I = 2997.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.99\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{c'est vérifiée}$$

sens y-y

$$A_y = 1,51 \text{ cm}^2 ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad d = 13\text{cm} ; \quad y = 2,21\text{cm} ; \quad I = 2997.13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.99\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{c'est vérifiée}$$

• Vérification de la flèche

$$e \geq \max \left(\frac{3 \times l_x}{80} ; \frac{M_t^x}{20 \times M_0^x} \times l_x \right) \Rightarrow 15 \text{ cm} \geq 4.87 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 1.51\text{cm}^2 \leq 6,5\text{cm}^2 \Rightarrow \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

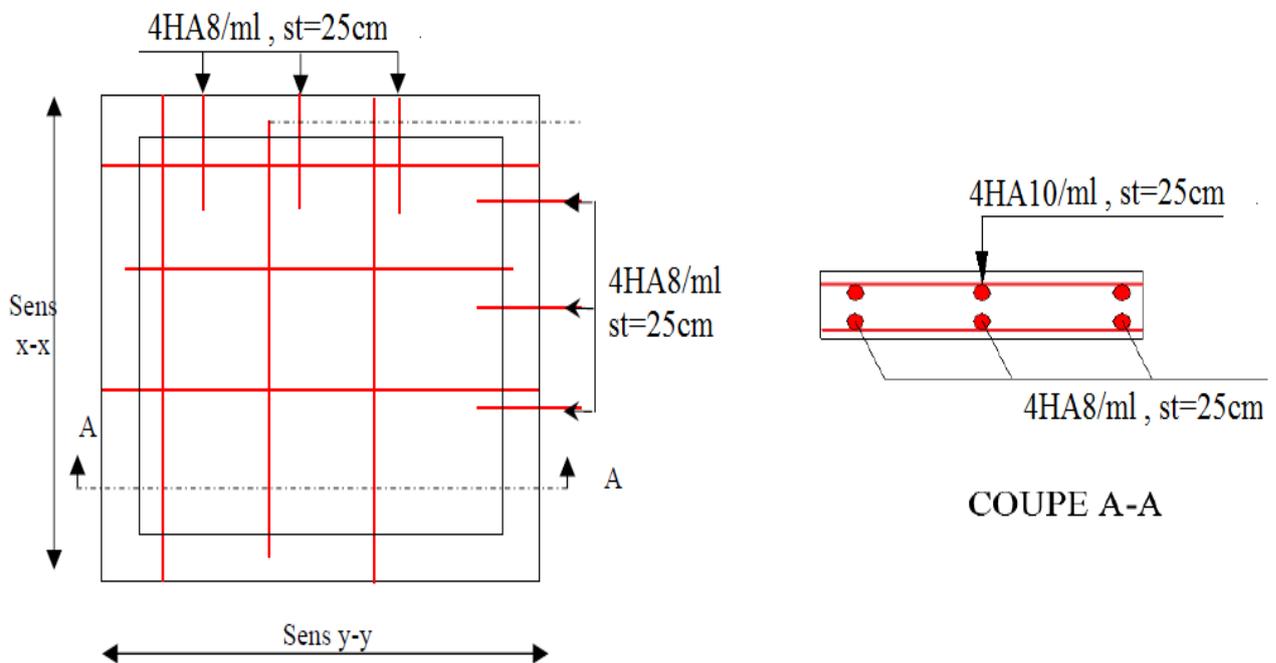


Figure III.25. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

Etant donné que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa (sismicité moyenne) selon le classement du (RPA99/Version2003), alors le comportement de la construction sous action dynamique a fait l'Object d'étude dans ce chapitre afin de déterminer un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique.

IV.2 Modélisation :

Pour la modélisation de notre structure on a fait appel à l'ETABS V 16 qui est un logiciel destiné à la conception et l'analyse des structures, des ouvrages de génie civil, ces structures peuvent être réalisées en béton armé, en acier ou tout autre matériau. Ce logiciel va nous permettre d'effectuer des diverses options de saisie des données et la visualisation des données et des résultats, l'analyse statique, l'analyse dynamique éventuellement, le dimensionnement et les vérifications des sections des éléments de la structure complète.

IV.3 Méthodes utilisables :

Selon le RPA99/2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente ;
- Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse largement les 23m, elle est irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone II_a et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.3.1 Méthode Dynamique Modale Spectrale (RPA99/version2003 article 4.3)**IV.3.1.1 Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.1.2 Modélisation :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

IV.3.1.3 Calcul de la force sismique V statique :

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

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \dots \dots \dots (RPA99/2003 Art (4.2.3))$$

Tel que :

A: coefficient d'accélération de la zone (RPA99/2003 tableau (4.1))

D: facteur d'amplification dynamique moyen (RPA99/2003 (4.2))

R: coefficient de comportement global de la structure (RPA tableau (4.3))

Q: facteur de qualité (RPA (4.4))

W: poids total de la structure (RPA(4 – 5))

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

IV.3.1.3.1 Coefficient d'accélération de la zone :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{array} \right. \implies A = 0.15$$

IV.3.1.3.2 Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\implies R = 5$.

IV.3.1.3.3 Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec : ξ est le pourcentage d'amortissement critique. Suite à la non disponibilité de la valeur de ξ pour un contreventement mixte on prend la valeur moyenne entre le système de contreventement pour portique ($\xi = 7$) et entièrement voile ($\xi = 10$)

$$\text{D'où } \xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \implies \eta = 0.816$$

$$\text{On a un site ferme } S_2 \implies \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

IV.3.1.3.4 Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\implies \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 – 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 – 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau 4.6)

$H = 29.58 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 22.95 \text{ m} \\ L_y = 22,60 \text{ m} \end{cases} \quad \text{On aura : } \begin{cases} T_x = 0.55 \text{ s} \\ T_y = 0.56 \text{ s} \end{cases}$$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \implies \begin{cases} D_x = 1.385 \\ D_y = 1.368 \end{cases}$$

IV.3.1.3.5 Facteur de qualité :

Tableau IV.1. Résultats de facteur de qualité.

Critère (q)	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1) Conditions minimales 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	Non	0.05	Non	0.05
4) Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6) Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec :

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

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} Q_x = 1.2 \\ Q_y = 1.2 \end{cases}$$

IV.3.1.3.6 Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad avec \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad RPA99/2003 \text{ (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : β = 0.2 (Habitation, bureau).

Dans notre cas, on a : W = 39047.24 KN

La force sismique statique à la base de la structure est : $\begin{cases} V_x^{st} = 1946.89 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 1922.99 \text{ KN} \end{cases}$

IV.3.1.4 Spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{\delta_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad RPA99/2003(4.13)$$

Un programme MATLAB a été créé pour le calcul du spectre qui se fait pour une période comprise entre 0 et 5s avec un pas de 0.085s.

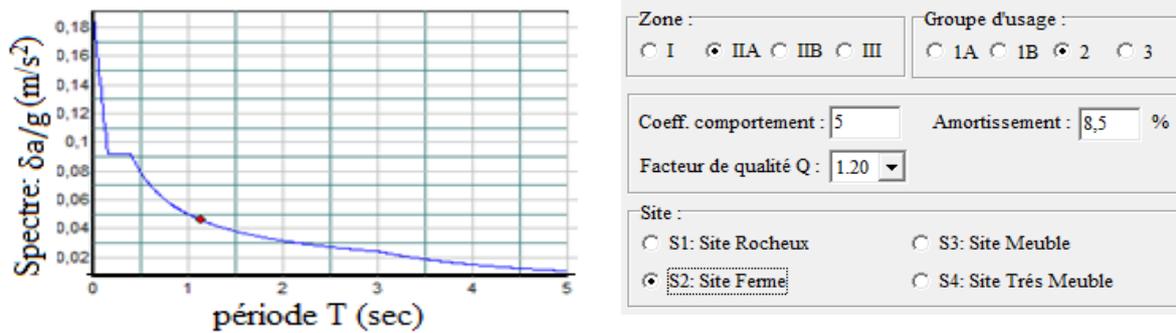


Figure IV.1 Spectre de réponse.

IV.3.2 Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est L'ETABS 16

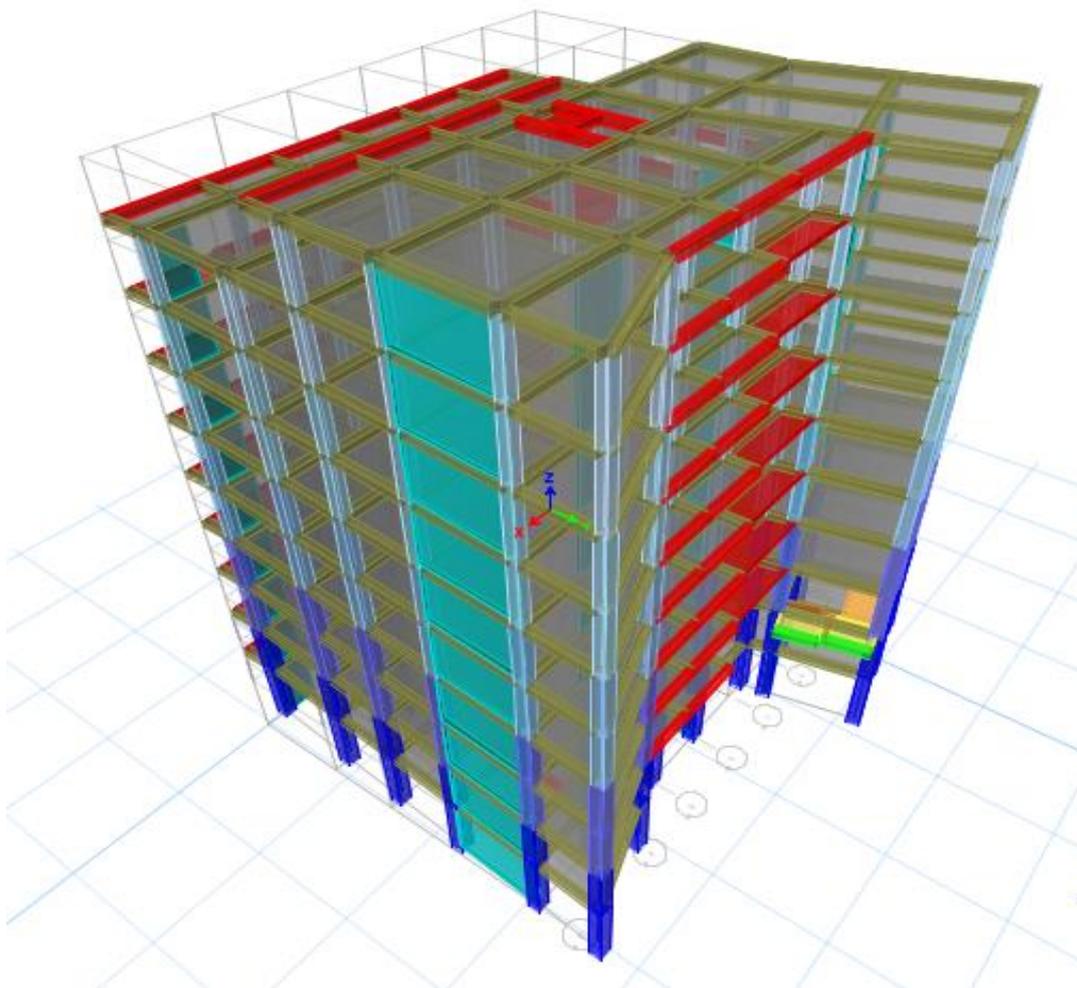


Figure IV.2 Vu en 3D de la structure modélisée avec le logiciel ETABS 16.

IV.3.2.1 Disposition des voiles de contreventement :

La forme complexe et l'aspect architectural de notre structure sont deux facteurs qui ont compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure ou à la non vérification de l'interaction voiles-portiques.

La meilleure disposition des voiles est représentée sur la figure qui suit :

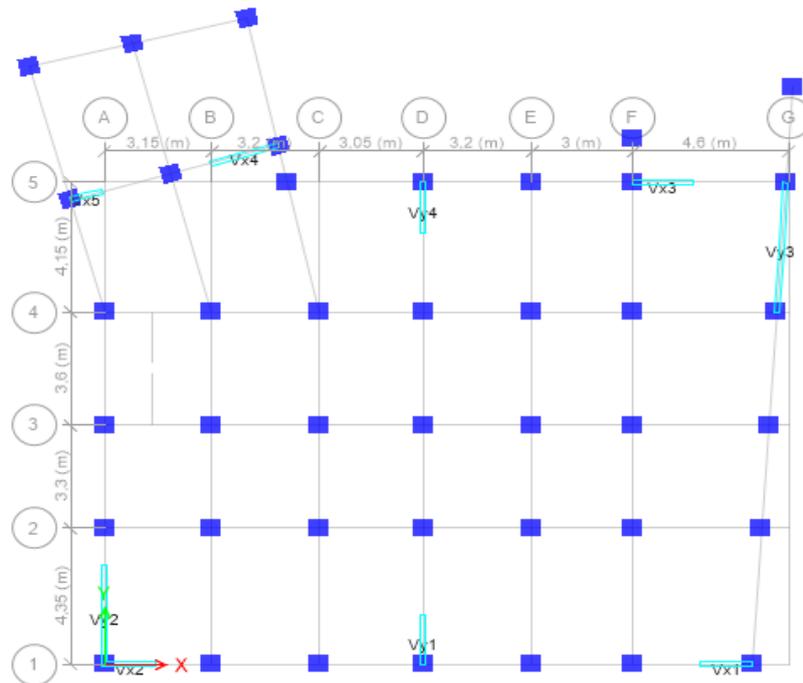


Figure IV.3. Disposition des voiles.

IV.3.2.2 Mode de vibration et taux de participation des masses :

D’après le (RPA99/version 2003 Art4.3.4) les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d’excitations doit être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. Le tableau ci-dessous illustre les résultats des huit modes de vibration ;

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

Mode	Période (s)	U _x	U _y	Sum U _x	Sum U _y
1	0,802	0,7606	0,0001	0,7606	0,0001
2	0,744	0,0002	0,7175	0,7608	0,7176
3	0,602	0,0006	4,716E-06	0,7614	0,7176
4	0,258	0,1262	0,0002	0,8876	0,7177
5	0,218	0,0001	0,153	0,8877	0,8707
6	0,171	0,0009	0,0086	0,8886	0,8793
7	0,138	0,0395	0,004	0,9282	0,8833
8	0,118	0,0084	0,0287	0,9366	0,912

Observation :

- A travers le tableau on voit bien que la condition du RPA (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite pour les deux directions principales x et y à partir du 8^{ème} mode
- Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS 16 dans les deux premiers modes sont inférieurs à celles calculées après majoration de 30%. (RPA99/2003 Art 4.2.4).

$$\text{Les périodes majorées de 30\%} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.715 \text{ s} \\ T_y = 0.728 \text{ s} \end{cases}$$

IV.3.2.3 Les modes de vibrations :

Les trois premiers modes de vibrations sont montrés sur les figures suivantes :



Figure IV.4 1^{er} mode de vibration (Translation autour de l'axe X-X).

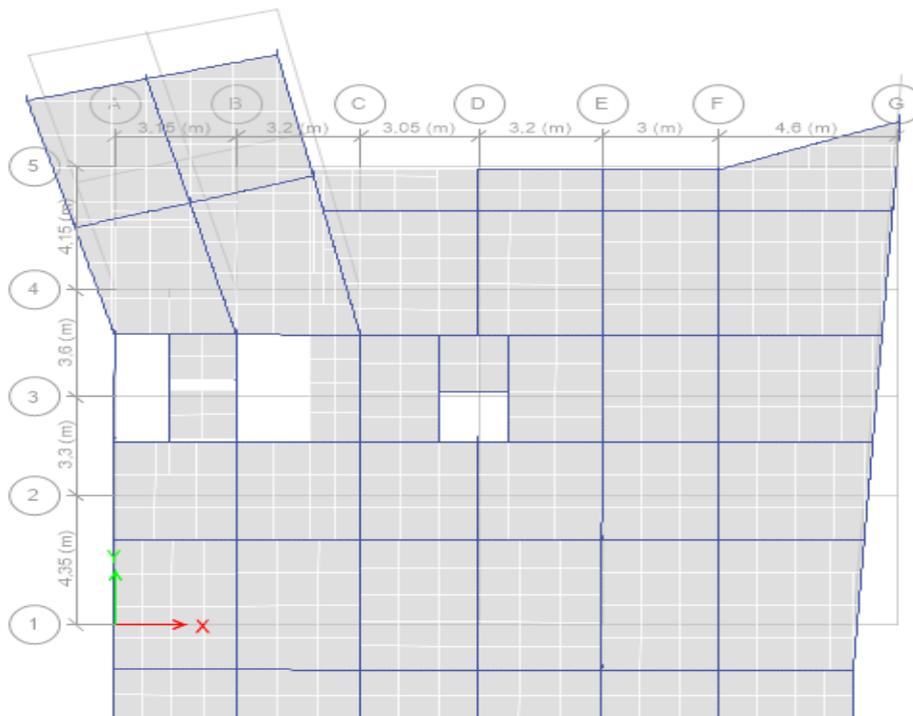


Figure IV.5. 2^{ème} mode de vibration (Translation autour de l'axe Y-Y).



Figure IV.6. 3^{ème} mode de vibration (Torsion autour de l'axe Z-Z).

IV.3.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.3.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Vérification de la résultante sismique.

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$0.8 V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	1946.89	1557.51	1785.67	Vérifiée
Y-Y	1922.78	1538.39	1807.12	Vérifiée

Remarque : la condition de la résultante des forces sismiques est vérifiée suivant les deux sens.

IV.3.3.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations accidentelles, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que :

N_d : l'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

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

Remarque :

Après avoir constaté que la condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée donc on a augmenté la section des poteaux de tous les niveaux

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Vérification de l'effort réduit.

Niveau	Section (cm^2)	N_d (KN)	Combinaison	ν	observation
EN 1	60*55	1892,8074	G+Q+EY Min	0,229	vérifiée
EN 2	60*55	1754,096	G+Q+EY Min	0,212	vérifiée
RDC	55*50	1635,340	G+Q+EY Min	0,237	vérifiée
1	55*50	1333,6168	G+Q+EY Min	0,193	vérifiée
2	50*45	1073,4817	G+Q+EY Min	0,190	vérifiée
3	50*45	839,0487	G+Q+EY Min	0,149	vérifiée
4	45*40	618,5494	G+Q+EY Min	0,137	vérifiée
5	45*40	420,8139	G+Q+EY Min	0,093	vérifiée
6	40*35	265,7638	G+Q+EX Min	0,076	vérifiée
7	40*35	146,662	G+Q+EY Min	0,042	vérifiée

Remarque : la condition de l'effort réduit est vérifiée pour tous les niveaux. On conclue d'après les résultats de la vérification de l'effort normal réduit, que le dimensionnement des poteaux est économique ($\nu=0,229$).

IV.3.3.3 Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Pour justifier le contreventement mixte, le RPA exige que les charges horizontales soient reprises conjointement par les voiles et les portiques et cela selon leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. (RPA99/2003 Art 3.4.a)

Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Résultats de l'interaction sous charge verticale.

Niveau	Charges verticales (KN)		(% des charge verticales	
	Portiques	voiles	Portiques	voiles
EN 1	36574,0117	5940,1715	86.03	13.97
EN 2	32265,3275	5364,6035	85.75	14.25
RDC	27945,0484	5129,6075	84.50	15.50
1	23859,7722	4543,0042	84.01	15.99
2	19762,0785	4122,7048	82.74	17.26
3	15934,2720	3420,5354	82.33	17.67
4	12128,3364	2832,9156	81.07	18.93
5	8537,8626	2013,6754	80.92	19.08
6	5013,8796	1243,8714	80.13	19.87
7	1756,0075	445,2301	79.78	20.22

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voiles-portiques sous charge verticale est vérifiée au niveau de la base.

Sous charges horizontale :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant

Analyse des résultats :

Tableau IV.6. Résultats de l'interaction sous charges horizontales.

niveau	Chargement horizontal (KN)				(% du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	portiques	voiles	portiques	Voiles	portiques %	voiles %	portiques %	voiles %
EN 1	773,5366	1000,6577	459,7325	1340,1903	43,59	56,41	25,54	74,46
EN 2	1024,7844	625,8813	552,5835	1088,6416	62,08	37,92	33,64	66,33
RDC	851,7069	574,4409	585,5725	962,8322	59,72	40,28	37,82	62,18
1	927,9927	403,0012	621,8941	735,5019	69,72	30,28	45,81	54,19
2	761,5174	452,8086	520,6909	706,1886	62,71	37,29	42,44	57,56
3	775,8866	299,0299	563,4277	524,7709	72,18	27,82	51,78	48,22
4	569,9976	348,0061	431,8469	499,8294	62,09	37,91	46,35	53,65
5	541,404	191,7564	449,9732	304,2074	73,85	26,15	59,66	40,34
6	364,1582	150,7576	330,3084	226,7711	70,72	29,28	59,29	40,71
7	226,3504	61,5051	218,2158	83,9454	78,64	21,36	72,22	27,78

On remarque que, l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux.

IV.3.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

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. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à : (RPA99/ version 2003 (Art 5.10))

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R\delta_{ek}$

Tel que :

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art 4.43).

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements.

h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
357	0,090	0,454	0	0,454	0,127	0,064	0,321	0	0,3215	0,090
289	0,228	1,142	0,454	0,688	0,238	0,163	0,815	0,321	0,494	0,170
289	0,386	1,933	1,142	0,791	0,273	0,285	1,425	0,815	0,6095	0,210
289	0,548	2,743	1,933	0,81	0,280	0,420	2,101	1,425	0,676	0,233
289	0,709	3,545	2,743	0,802	0,277	0,564	2,82	2,101	0,719	0,248
289	0,858	4,293	3,545	0,747	0,258	0,709	3,545	2,82	0,725	0,250
289	0,996	4,980	4,293	0,687	0,237	0,852	4,263	3,545	0,718	0,248
289	1,114	5,574	4,980	0,593	0,205	0,989	4,948	4,263	0,685	0,237
289	1,21	6,085	5,574	0,511	0,176	1,120	5,601	4,948	0,653	0,225
289	1,300	6,504	6,085	0,419	0,144	1,238	6,193	5,601	0,591	0,204

Analyse des résultats :

D'après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.3.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du 2° ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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 : Effort tranchant d'étage au niveau k :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l'étage k.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification de l'effet P-Δ.

niveau	h _k (cm)	P _k (KN)	sens x-x			sens y- y		
			Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ
EN 1	357	39074,2421	0,454	1778,0428	0,028	0,3215	1800,4353	0,020
EN 2	289	34760,5268	0,688	1725,8962	0,048	0,494	1742,3214	0,034
RDC	289	30571,8735	0,791	1641,5692	0,051	0,6095	1657,9992	0,039
1	289	26407,2534	0,81	1522,6295	0,049	0,676	1543,9669	0,040
2	289	22242,5128	0,802	1379,2332	0,045	0,719	1406,464	0,039
3	289	18217,2359	0,747	1215,0111	0,039	0,725	1247,668	0,037
4	289	14191,8385	0,687	1028,3949	0,033	0,718	1066,3362	0,033
5	289	10290,9046	0,593	810,7575	0,026	0,685	854,7262	0,029
6	289	6390,0911	0,511	555,5939	0,020	0,653	598,7672	0,024
7	289	2405,1839	0,419	241,5576	0,014	0,591	267,7713	0,018

❖ **Analyse des résultats :**

D'après les résultats obtenus dans le tableau les efforts P-Δ peuvent être négligés.

IV.4 Conclusion :

Dans ce chapitre on a étudié notre structure modélisée sous charge dynamique afin de satisfaire toutes les exigences du *RPA99/Version 2003* pour cela on a augmenté les sections des poteaux et des poutres et opté pour une meilleure disposition des voiles.

Cela va nous permettre d'extraire les différents résultats (force moments...etc.), afin de vérifier et ferrailer les éléments structuraux dans le chapitre qui suit.

Les sections finales à retenir sont illustrées dans le tableau qui suit :

Tableau IV.9 les sections finales des poteaux.

Niveaux	Entre sol 1 et 2	RDC+ Étages1	Étages 2 et 3	Étage 4 et 5	Étage 6 et 7
Dimensions	60× 55	55 × 50	50 × 45	45 × 40	40 × 35

- Pour les poutres : poutre principale (30x35) cm²
Poutre secondaire (30x35) cm²
- Pour les voiles : on a opté une épaisseur de 15 cm.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons déterminer le ferrailage nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage différentes sollicitations qui seront utilisé sont tirées de l'analyse sismique réalisée par le logiciel **ETABS V16**.

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

Les combinaisons de calcules :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

Poutres principales. (35*30)

Poutres secondaires. (35*30)

V.2.1 les sollicitations max et le ferrailage dans les poutres :

Tableau V.1. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv.	Poutres	Section (cm ²)	Local	Comb	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
RDC et étage	P.P	35*30	Appui	ELA	-93,047	155,545	5.25	7.98	3HA12+3HA14 =8.01
			Travée	ELA	87,570			7.47	3HA12+3HA14 =8.01
	P.S	35*30	Appui	ELA	-84,560	141,751	5.25	7.18	3HA12+3HA14 =8.01
			Travée	ELA	62,524			5.18	3HA16=6.03
Terrasse inaccessible	P.P	35*30	Appui	ELU	-62,371	67,008	5.25	5.17	3HA16=6.03
			Travée	ELU	36,257			2.93	3HA12=3.39
	P.S	35*30	Appui	ELA	-33,413	42,141	5.25	2.77	3HA12=3.39
			Travée	ELA	26,933			2.15	3HA12=3.39
Entresol	P.P	35*30	Appui	ELA	-70,535	120,78	5.25	5.90	3HA16=6.03
			Travée	ELA	68,924			5.75	3HA16=6.03
	P.S	35*30	Appui	ELA	-66,997	116,326	5.25	5.58	3HA16=6.03
			Travée	ELA	55,674			4.58	3HA14=4.62

Recommandation du RPA99 :

▪ **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \implies A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \implies A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales :**

$$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement.}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement}$$

▪ **Les longueurs de recouvrement :**

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\emptyset = 16 \text{ mm} \implies L_r = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14 \text{ mm} \implies L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 12 \text{ mm} \implies L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

▪ **Les armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

✓ **Poutres principales :**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.2, 1, 3)$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ Soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.2, 1, 3)$$

On opte pour

$$\text{Et } A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ soit un cadre de T8 et une épingle de T8}$$

▪ **Calcul des espacements des armatures transversales : (RPA99 Art 7.5.2.1)**

✓ **Poutres principales :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(8.75; 14.4) \text{ soit } s_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \implies S_t = 15 \text{ cm.}$$

✓ **Poutres secondaires**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \emptyset_l\right) = \min(8.75; 14.4) \text{ soit } s_t = 8 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \implies S_t = 15 \text{ cm.}$$

V.2.2 Vérification à l'ELU :

Contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{v_u}{b.d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	155.545	1.62	3.33	Vérifiée
Secondaire	141.751	1.47	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e}$ Appuis de rives

$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right)$ Appuis intermédiaires

Tableau V.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	8.01	155.545	-93.047	4.47	-4.82	Vérifiée
Secondaire	4.62	141,751	-55.59	4.07	-1.47	Vérifiée

IV.2.3. Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

Tableau V.4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principale	Appui	-51,3678	65218.3	12.49	9.84	15	Vérifiée
	Travée	26,9301	65218.3	12.49	5.16	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-32,2752	65218.3	12.49	6.18	15	Vérifiée
	Travée	16,5569	53181.6	11.19	3.48	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

✓ **Poutre principale :**

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$ 0.0875 ≥ 0.06 Vérifiée

$G_{mur}=7.0418\text{KN/m}$; $G_0= 25 \times 0,3 \times 0.35=2.625 \text{ KN/m}$; $Q=2,5 \text{ KN/m}$
 $G=8.494 \text{ KN/m}$; $G_T=18.161 \text{ KN/m}$; $q_s = G_t+Q = 20.661 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{20.661 \times 4^2}{8} = 41.32 \text{ KN.m}$; $M_t = 12,5887 \text{ KN.m}$

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ 0.0875 ≥ 0.0304 Vérifiée

$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ 0.00834 ≤ 0.0105 Vérifiée

✓ **Poutre secondaire :**

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$ 0.082 ≥ 0.06 Vérifiée

$G=5.48 \text{ MN/m}$; $G_0= 25 \times 0, 35 \times 0,3=2.625 \text{ KN/m}$; $Q=2,5 \text{ KN/m}$; $q_s = G_t+Q=10.605 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{10.605 \times 4,15^2}{8} = 22.83 \text{ KN.m}$; $M_t = 8,6529 \text{ KN.m}$

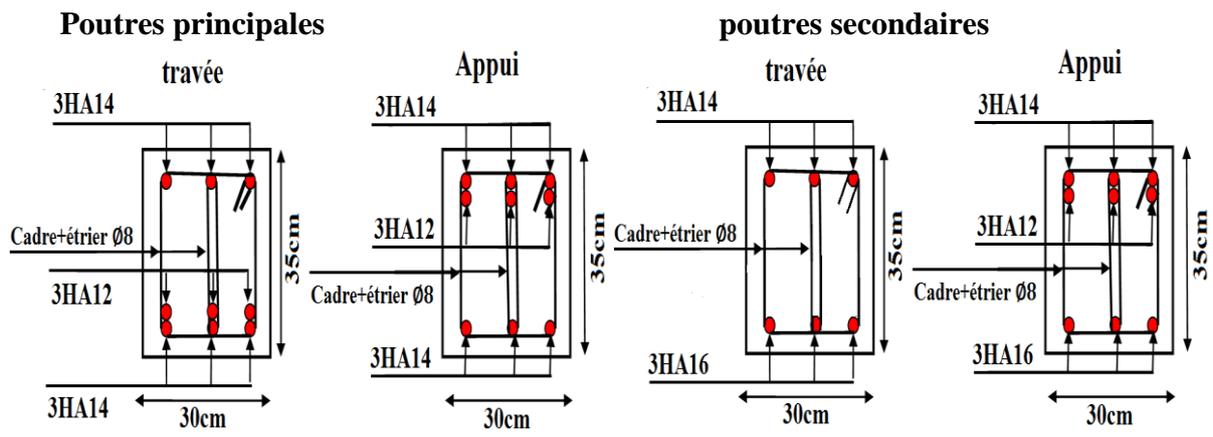
$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ 0.0843 ≥ 0.0379 Vérifiée

$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$ 0.0082 ≤ 0.0105

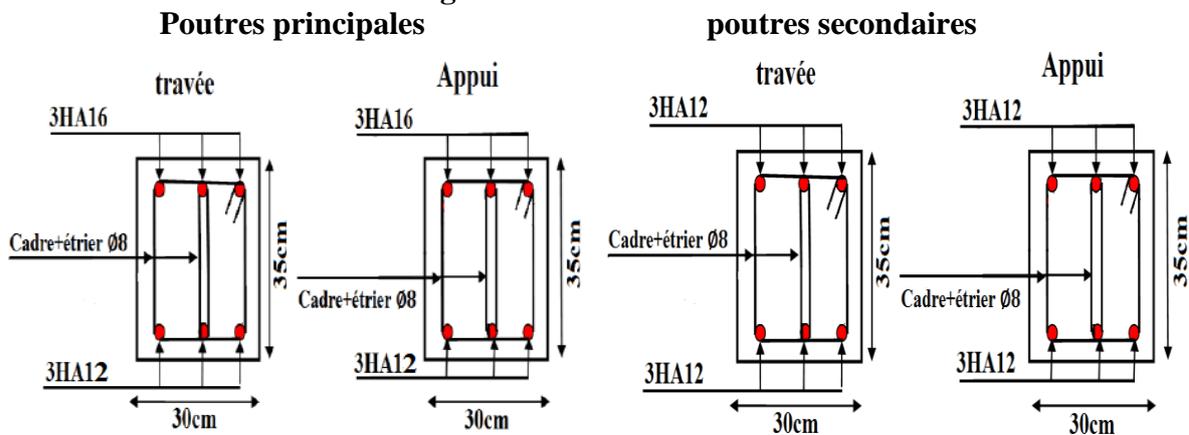
Tous les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

V.2.4 Schéma de ferrailage :

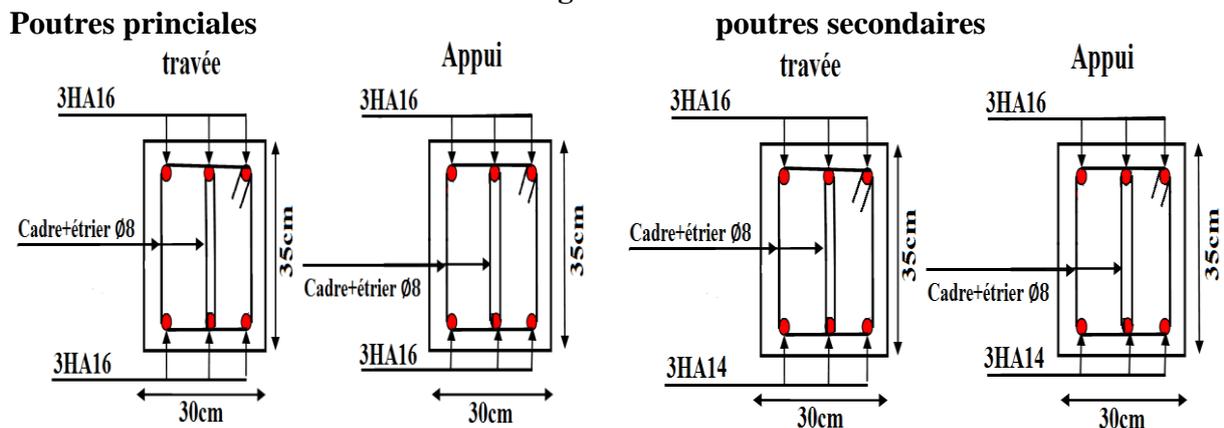
Ferrailage des poutres du RDC et étage courant :



Ferrailage de la terrasse inaccessible :



Ferrailage de l'entre sol :



- Exemple de ferrailage d'une poutre principale d'étage courant.

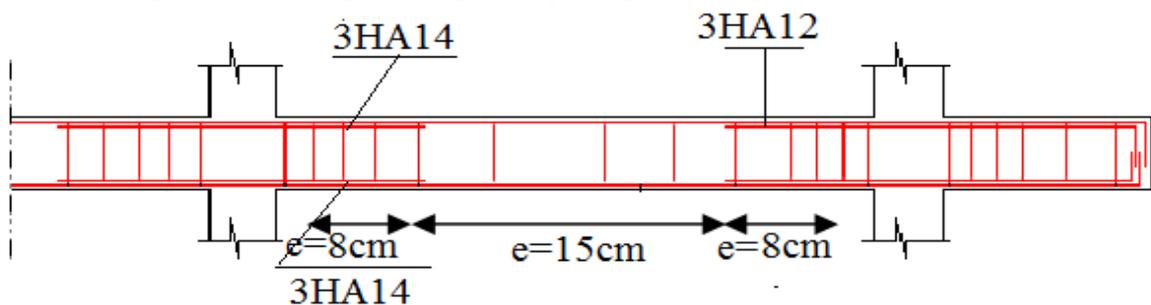


Figure V.1. Schéma de ferrailage des poutres.

V.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant, ils sont donc calculés en flexion composée, les efforts normaux(N) et les moments fléchissant(M) sont donner par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le **ETABS V16** comme suite :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \implies M_{corr} \dots \dots A_1 \\ N_{min} \implies M_{corr} \dots \dots A_2 \implies A = \max(A_1, A_2, A_3) \\ M_{max} \implies N_{corr} \dots \dots A_3 \end{array} \right.$$

V.3.1. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Sollicitations et ferrailages dans les poteaux.

	Section (cm ²)	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Combinaison	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres
Entresol1 et 2	60*55	N _{max} → M _{cor}	1943,877	3,791	69,651	ELU	SPC	-24,20	26.4	16HA16 =32,17
		N _{min} → M _{cor}	-763,775	4,067		ULA	SET	9,75		
		M _{max} → N _{cor}	425,705	98,004		ELA	SPC	-0,72		
RDC +étage 1	55*50	N _{max} → M _{cor}	1635,340	32,842	109,902	ELA	SPC	-18,76	22	6HA16 + 8HA14 =24.38
		N _{min} → M _{cor}	-265,751	6,527		ELA	SPC	3,85		
		M _{max} → N _{cor}	1171,571	99,350		ELA	SPC	-9,45		
Etage 2 et 3	50*45	N _{max} → M _{cor}	1120,104	22,989	86,368	ELU	SPC	-13,09	18	4HA16 + 8HA14 =20.36
		N _{min} → M _{cor}	-80,0454	40,693		ELA	SET	3,31		
		M _{max} → N _{cor}	943,2352	83,158		ELA	SPC	-7,01		

Etage 4 et 5	45*40	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	709,129	20,252	59,600	ELU	SPC	-8,07	14.4	2HA16 + 8HA14 =16.34
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-24,958	2,746		ELA	SPC	0,49		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	559,325	60,016		ELA	SPC	-3,35		
Etage 6 et 7	40*35	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$	342,214	3,223	44,635	ELU	SPC	-4,51	11.2	8HA14 =12.32
		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$	-30,206	1,739		ELA	SPC	0,52		
		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$	253,815	41,068		ELA	SPC	0,38		

V.3.1.1 Exemple de calcul :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau d'EN1 (60×55) cm² comme exemple de calcul et les autres sont résumés dans le tableau précédent :

Données :

Soit : $N_{\max} = 1943,877 \text{ KN}$; $M_{\text{cor}} = 3,791 \text{ KN.m}$

$b = 55 \text{ cm}$; $h = 60 \text{ cm}$; $d = 57 \text{ cm}$;

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.0019 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 0.528 \text{ MN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 0.521 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b h f_{bu} = (0.337 \times 0.60 - 0.81 \times 0.03) \times (0.6)^* (0.55) \times 18.48 = 1.085 \text{ MN.m}$$

Donc :

$0.521 < 1.085 \Rightarrow$ Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.160 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0.219 \\ z = 0.519 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 25,77 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.528}{0.519 \times 400} = 25.43 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -23.18 \text{ cm}^2$$

Donc, on prend $A = 0$

Ce tableau résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau V.6. Ferrailage transversal des poteaux.

Niveau	EN1+2	RDC+Etg1	Etage 2+3	Etage 4+5	Etage 6+7
Section	60*55	55*50	50*45	45*40	40*35
ϕ_l^{min} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.4
lf(cm)	225.4	177.8	177.8	177.8	177.8
λ_g	4.090	3.556	3.951	4.440	5.080
V (KN)	69,651	109,902	86,368	59,600	44,635
$t_{z,nodale}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{z,recouv}$ (cm)	15	15	15	15	15
P	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	1.78	3.09	2.69	2.09	1.79
A_t^{min} (cm ²)	4,747	5,453	4,216	2,97	1,8
A_t^{adop} (cm ²)	7HA10 = 5.50	7HA10 = 5.50	6HA10 = 4.71	4HA10 = 3.14	4HA8 = 2.01

V.3.2. Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (Art 4.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

L'élanement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

lf : longueur de flambement.

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification au flambement.

Niv	h (m)	b (m)	lf (m)	Λ	α	As (cm ²)	B _r (m)	N _u (KN)	N _d (KN)	Obs.
EN 1+2	60	55	225.4	12,99	0,827	28.40	3074	2274.865	1943,877	vérifiée
RDC +Etg1	55	50	177.8	11.18	0,833	24.38	2544	4630.739	1635,340	vérifiée

Etg 2+3	50	45	177.8	12.30	0,829	20.36	2064	3755.698	1120,104	vérifiée
Etg 4+5	45	40	177.8	13.67	0,824	16.34	1634	2961.681	709,129	vérifiée
Etg 6+7	40	35	177.8	15.37	0,818	12.32	1254	2250.108	342,214	vérifiée

V.3.3. Vérification des contraintes :

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes ça sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' > 0 \end{cases}$$

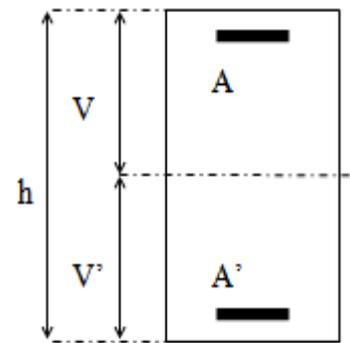
Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ et } V' = h - V$$



Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.8. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	EN1+2	RDC+Etg 1	Etg2+3	Etg4+5	Etg6+7
Sections (cm ²)	60*55	55*50	50*45	45*40	40*35
d (cm)	57	53	47	43	37
d' (cm)	3	3	3	3	3
A (cm ²)	14.2	12.19	10.18	8.17	6.16
A' (cm ²)	14.2	12.19	10.18	8.17	6.16
N _{ser} (KN)	1416,053	1148,924	816,442	517,046	249,814
M _{ser} (KN.m)	2,716	16,872	16,629	14,643	2,342
V (cm)	30	27.5	25	22.5	20
V' (cm)	30	27.5	25	22.5	20
M _G ^{ser} (KN.m)	2,716	16,872	16,629	14,643	2,342
I _{yy'} (cm ⁴)	1300554	921883.09	616563.30	401851.27	240073.86
S (cm ²)	3726	3115.7	2555.4	2045.1	1584.8
σ _{bc1} (MPa)	3.86	4.19	3.86	3.34	1.77
σ _{bc2} (MPa)	3.73	3.18	2.52	1.72	1.38
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.3.3 Vérification des contraintes de cisaillements :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \dots \text{RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2),}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
EN 1+2	60*55	4.090	0.04	57	69,651	0.222	1	Vérifiée
RDC+Étg1	55*50	3.556	0.04	53	109,902	0.414	1	Vérifiée
Étage 2+3	50*45	3.951	0.04	47	86,368	0.408	1	Vérifiée
Étage 4+5	45*40	4.440	0.04	43	59,600	0.346	1	Vérifiée
Étage 6+7	40*35	5.080	0.075	37	44,635	0.344	1.875	Vérifiée

Pour éviter la formation des rotules plastiques dans les poteaux en tolérant leurs formations dans les poutres, il convient de vérifier que la somme des moments résistants ultimes des poteaux ou des montants aboutissant aux nœuds et au moins égale en valeur absolue à la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectées d'un coefficient de majoration de 1.25.

Le **RPA99/version2003** (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

V.3.4 Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1$

Les tableaux ci-dessous illustrent les moments résistants dans les poteaux et les poutres :

Tableau V.10. Moment résistant dans les poteaux.

Niveaux	poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ_s (MPa)	M _R (KN.m)
EN1+2	0.6	0.540	28.40	400	613.440
RDC + étage1	0.55	0.495	24.38	400	482.724
Étages 2+3	0.50	0.450	20.36	400	366.480
Étage 4+5	0.45	0.405	16.34	400	264.708
Étage 6+7	0.40	0.360	12.32	400	177.408

Tableau V.11. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	σ_s (MPa)	M _R (KN.m)
RDC+Etages courants	P.P	0.35	0.315	8.01	400	100.926
	P.S	0.30	0.270	6.03	400	65.124
Terrasse incc	P.P	0.35	0.315	4.62	400	58.212
	P.S	0.30	0.270	3.39	400	35.612
Entresol 1	P.P	0.35	0.315	6.03	400	75.970
	P.S	0.3	0.270	6.03	400	65.124

Tableau V.12. Vérification des zones nodales (poutres principales).

Niveaux	Poutres principales					Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w =M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
EN1	613.440	613.440	1226.880	75.970	189.925	vérifiée
EN2	482.724	613.440	1096.164	100.926	252.315	vérifiée
RDC	482.724	482.724	1325.448	100.926	252.315	vérifiée
Etage 1	366.480	482.724	849.204	100.926	252.315	vérifiée
Etage 2	366.480	366.480	732.960	100.926	252.315	vérifiée
Etage 3	264.708	366.480	631.188	100.926	252.315	vérifiée
Etage 4	264.708	264.708	529.417	100.926	252.315	vérifiée
Etage 5	177.408	264.708	442.117	100.926	252.315	vérifiée
Etage 6	177.408	177.408	354.816	100.926	252.315	vérifiée
Etage 7	0	177.408	177.408	58.212	145.53	vérifiée

Tableau.V.13. Vérifications des zones nodales (poutres secondaires).

Niveaux	Poutres secondaires					Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w =M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
EN1	613.440	613.440	1226.880	65.124	162.810	vérifiée
EN2	482.724	613.440	1096.164	65.124	162.810	vérifiée
RDC	482.724	482.724	1325.448	65.124	162.810	vérifiée
Etage 1	366.480	482.724	849.204	65.124	162.810	vérifiée
Etage 2	366.480	366.480	732.960	65.124	162.810	vérifiée
Etage 3	264.708	366.480	631.188	65.124	162.810	vérifiée
Etage 4	264.708	264.708	529.417	65.124	162.810	vérifiée
Etage 5	177.408	264.708	442.117	65.124	162.810	vérifiée
Etage 6	177.408	177.408	354.816	65.124	162.810	vérifiée
Etage 7	0	177.408	177.408	35.612	89.030	vérifiée

❖ Dispositions constructive

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$

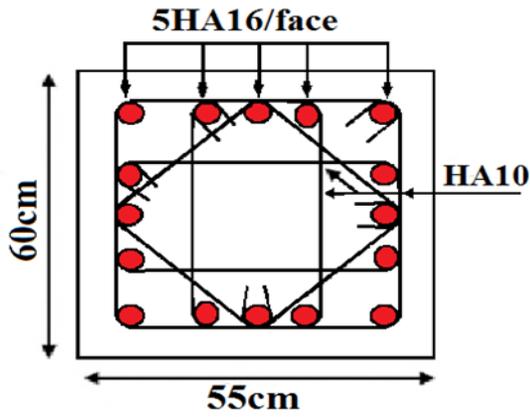
Longueur de recouvrement : $L_r \geq 40 \times \phi$

$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

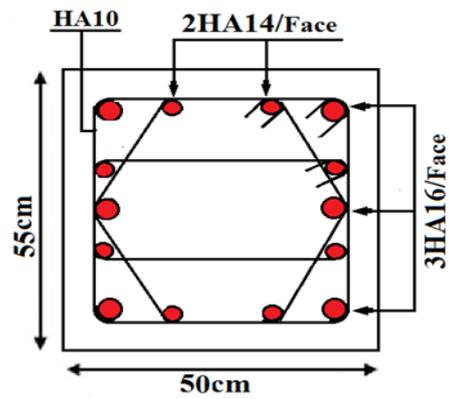
$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$; On adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

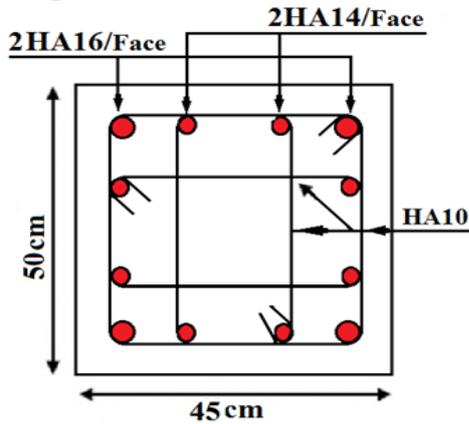
V.3.4 Ferrailages des poteaux :



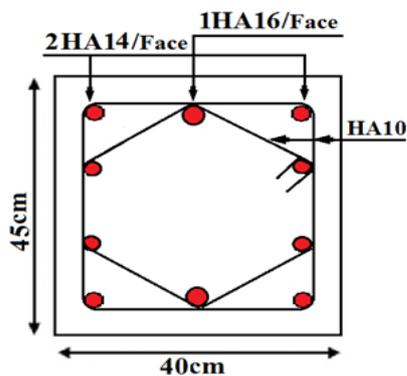
poteaux de l'entre sol 1 et 2



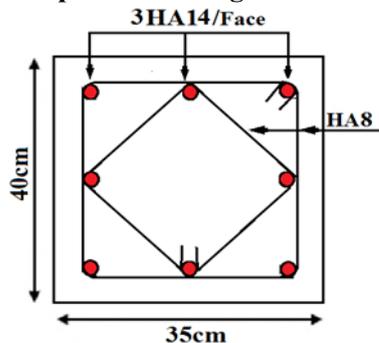
poteaux de RDC et étage 1



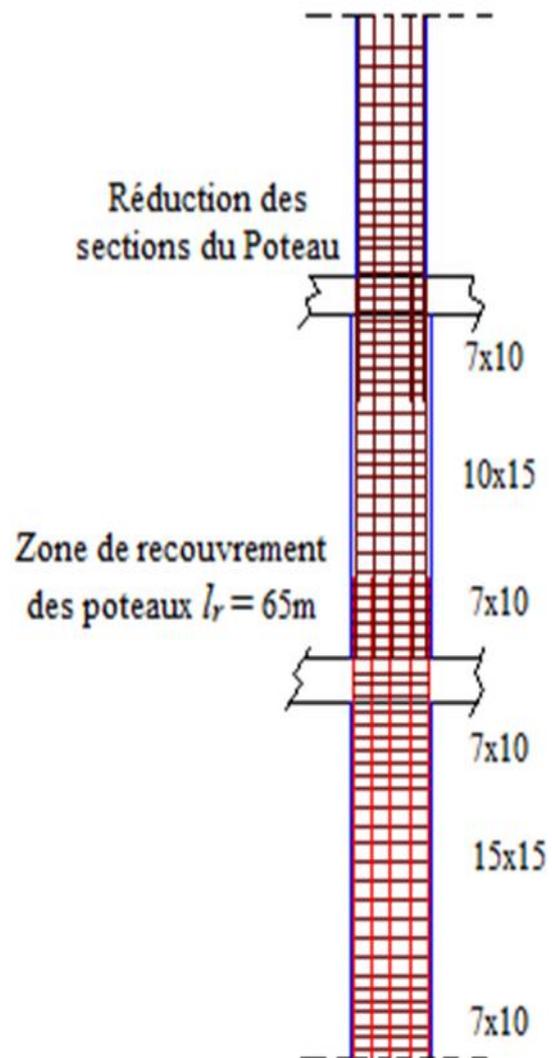
poteaux d'étage 2 et 3



poteaux d'étage 4 et 5



poteaux d'étage 6 et 7



Disposition constructive des armatures des poteaux

Figure V.3. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.4. Etude des voiles :

V.4.1 Définition :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d’après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l, a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

V.4.2 Exigence du RPA :

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4. A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D’où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ①
- $G + Q \pm E$ ②
- $0,8G \pm E$ ③

Le ferrailage qu’on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \dots \dots A_1 \\ N_{min} \rightarrow M_{corr} \dots \dots A_2 \implies A = \max(A_1, A_2, A_3) \\ M_{max} \rightarrow N_{corr} \dots \dots A_3 \end{array} \right.$$

V.4.3. Recommandation du RPA99 version 2003 :

Armatures verticales :

La section d’armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l’espacement ne doit pas être supérieur à l’épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

- l_t : longueur de la zone tendue,
- e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l’espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n’ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Sollicitations du voile Vx3 de l'entresol.

Etage	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entresol 1	1209,492	794,335	798,717	191,747	20,1101	798,488	262,267

V.4.4 Ferrailages :

Le calcul de ferrailage se fera sous N_{max} et M_{cor}, à la flexion composée pour une section (e×l).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du **RPA99** et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

V.4.4.1 Exemple de calcul :

Données :

1) N_{max} = 1209,492KN ; M_{cor} = 794,335KN.m.
 l = 2 m ; e = 0.15 m ; d = 1.95 m ; d' = 0.05 m.

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{794.335}{1209.492} = 0.65 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{2}{2} = 1\text{m}$$

Avec:

$$M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{l}{2} \right) = 1.94 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d-d') - M_{uA} = 0.355 \text{ MN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 3.512 \text{ MN.m} \dots\dots\dots (2)$$

⇒ N effort de traction et c le centre de pression est à l'extérieur de la section et (1)<(2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1.94}{0.15 \times (1.95)^2 \times 18.48} = 0.184$$

$$\mu_{bu} = 0,184 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.256$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.75 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.94}{1.75 \times 400} = 27.71 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -2.52 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

2) N_{min} = 20,1101KN ; M_{cor} = 798,488KN.m.

$$e_G = \frac{M}{N} = 39.71 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1\text{m}$$

$$M_{UA} = 0.817 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d-d') - M_{uA} = -0.778 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} = 3.512 \text{ MN.m}$$

(1)<(2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,0775 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,1 \quad ; \quad Z = 1,87 \text{ m} \quad ; \quad A_2 = 10,92 \text{ cm}^2$$

$$A = A_2 - \frac{N_u}{f_{st}} = 10,41 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow A = 10,41 \text{ cm}^2$$

$$3) M_{\max} = 798,717 \text{ KN.m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 191,747 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 4,16 \text{ m} > \frac{l}{2} = 1 \text{ m}$$

$$M_{UA} = 0,98 \text{ MN.m}$$

$$N_u (d-d') - \mu_u A = -0,616 \text{ MN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') b h f_{bu} = 3,512 \text{ MN.m}$$

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = 0,0929 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0,122 \quad ; \quad Z = 1,85 \text{ m} \quad ; \quad A_3 = 13,21 \text{ cm}^2$$

$$A = A_3 - \frac{N_u}{f_{st}} = -6,75 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{20,11 \times 10^{-3}}{2 \times 0,15} + \frac{798,488 \times 10^{-3}}{0,1} \times 1 = 8,05 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{20,11 \times 10^{-3}}{2 \times 0,15} - \frac{798,488 \times 10^{-3}}{0,1} \times 1 = -7,82 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrillé symétriquement.

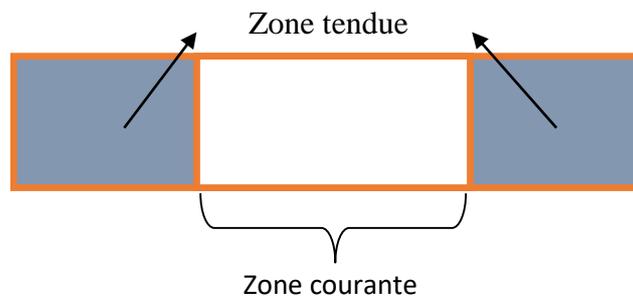


Figure V.4. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{7.82 \times 2}{7.82 + 8.05} = 0.986 \text{ m} \\ l_c = 2 - 2 \times 0.986 = 0.028 \text{ m} \end{cases}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 98.6) = 2.958 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 2.8) = 0.042 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 2) = 4.5 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 262,267 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.95} = 1.25 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{1.25 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 1.17 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage des voiles restants sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.15. Ferrailage du voile Vx3.

Section	EN1	EN2+RDC +Etage1	Etage 2+3+4	Etage 5+6+7
l(m)	2	2	2	2
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	20,1101	254,0792	151,5983	24,4345
M(KN.m)	798,4885	347,0047	106,4122	96,2323
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95
V(KN)	273,5331	155.84	109,0501	68,3728
τ (MPa)	1.25	0.74	0.52	0.32
τ̄ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	10.41	1.41	0	0.9
A^{min}(cm²)	4.5	4.5	4.5	4.5
I(m⁴)	0.1	0.1	0.1	0.1
v(m)	1	1	1	1
σ₁ (MPa)	8.05	4.31	1.57	1.04
σ₂ (MPa)	-7.82	-2.62	-0.56	-0.93
l_t (m)	0.986	0.75	0.52	0.95

$l_c(m)$	0.028	0.48	0.94	0.098
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	2.958	2.27	2.82	2.89
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.986	0.72	1.89	0.14
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	7HA14	6HA12	6HA12	6HA12
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.17	0.69	0.48	0.30
$A_h^{min}(cm^2)$	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adopté}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

Tableau V.16. Ferrailage de voile Vy2.

Section	EN1	EN2+RDC +Etage1	Etage 2+3+4	Etage 5+6
$l(m)$	3.2	3.2	3.2	3.2
$e(m)$	0.15	0.15	0.15	0.15
$N(KN)$	11,7598	201,5508	88,0984	18,7128
$M(KN.m)$	1718,7927	110,4268	257,9117	162,5556
$d(m)$	3.45	3.45	3.45	3.45
$V(KN)$	488,1633	427,0146	241,9847	117,3362
$\tau(MPa)$	1.44	1.26	0.72	0.35
$\bar{\tau}(MPa)$	5	5	5	5
$A^{cal}(cm^2)$	13.95	0.95	0	1.05
$A^{min}(cm^2)$	7.2	7.2	7.2	7.2
$I(m^4)$	0.4096	0.4096	0.4096	0.4096
$v(m)$	1.6	1.6	1.6	1.6
$\sigma_1(MPa)$	6.74	0.851	1.19	0.67
$\sigma_2(MPa)$	-6.68	-0.011	-0.82	-0.59
$l_t(m)$	0.014	0.041	0.64	1.51
$l_c(m)$	0.16	3.11	1.3	0.18
$A_{tendu}^{min}(cm^2)$	0.042	0.123	1.92	4.53
$A_{courant}^{min}(cm^2)$	0.24	4.66	1.95	0.27
$S_t(m)$	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	10HA14	8HA12	8HA12	8HA12
$S_t(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.35	1.18	0.68	0.33
$A_h^{min}(cm^2)$	0.3	0.3	0.3	0.3
$A_h^{adopté}$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8

V.4.5. Exemple de ferrailage :

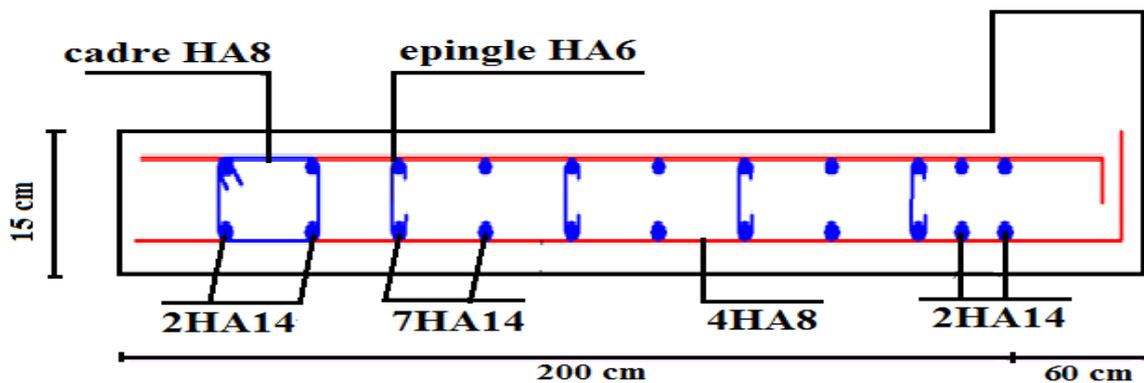


Figure V.5. Exemple de ferrailage du voile Vx3.

V.4.6. Conclusion :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Suite à la vérification de l'effort normal réduit, les sections de poteaux sont augmentées, et le ferrailage adoptée et le minimum du RPA.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Chapitre VI

Etude des éléments structuraux

VI.1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.3. Etude des fondations :

VI.3.1. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- * $G + Q \pm E$
- * $0.8 \times G \pm E$

VI.3.3. Capacité portante du sol :

D'après le rapport du sol, La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de 2 **bar** pour une profondeur au moins de 2.5 **m** par rapport à la côte du terrain naturel.

VI.3.3. Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q - E$, obtenue par le logiciel ETABS 2016.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

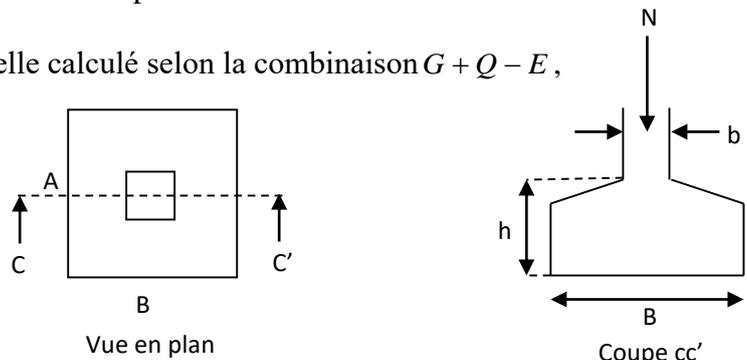


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots(*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A

$$\text{dans } (*) \text{ et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.55}{0.60} \times \frac{3.005}{0.2}} = 3.71m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, car la plus Petite distance entre axes des poteaux dans le sens xx' est de 3.05m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

VI.3.4. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

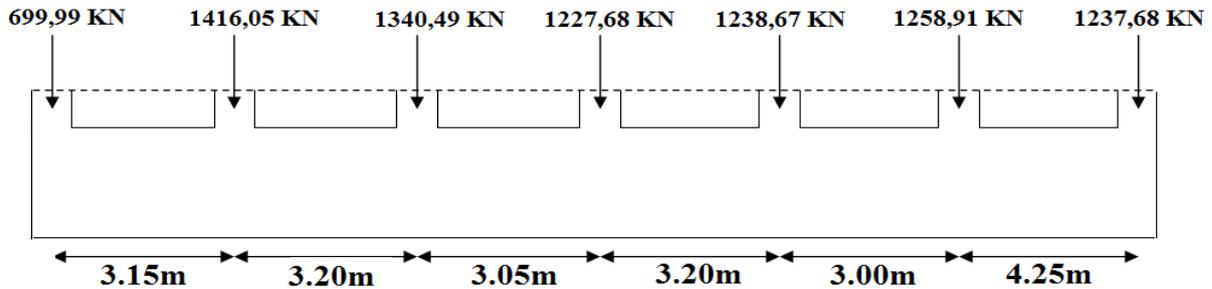


Figure VI.2. Vu en 3D d'une semelle filante.

Portique N°1 (le plus sollicité) :

$$B_1 \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{8419.503}{200 \times 19.85} = 2.12m .$$

Remarque :

On a l'entre axe des deux portiques précédent est de 1.20 m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI.3.5. Vérification du radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

VI.3.5.1. Pré dimensionnement :

- La condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$L_{max} = 4.60m \Rightarrow h_r = 23cm$ on prend $h_r = 25cm$

- La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.65m$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$h_t = 0.7m \text{ Pour les nervures du radier.}$$

$$h_r = 0.25m \text{ Pour le radier.}$$

▪ La surface du radier :

$$N' = N_s + P_{\text{radier}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{fich pot}} + P_{\text{terre}} + Q$$

$$P_{\text{radier}} = 25 \times 0.25 \times 373.5 = 2334.375 \text{ KN}$$

$$P_{\text{nervure}} = 25 \times (0.7 \times 81.5 + 0.7 \times 107.5) \times 0.55 = 1819.12 \text{ KN}$$

$$P_{\text{fich pot}} = 25 \times 0.6 \times 0.55 \times 1 \times 41 = 338.25 \text{ KN}$$

$$P_{\text{terre}} = 20 [(373.5 \times 0.95) - (72.76 + 13.53)] = 5370.7 \text{ KN}$$

$$Q = 5 \times 373.5 = 1867.5 \text{ KN}$$

$$N' = 55847.235 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{55.847}{0.2} = 279.23m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{\text{bât}} = 373.5m^2 \Rightarrow$ Le radier est sans débord.

VI.3.5.2. Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement :

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

On doit vérifier :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.10)}$$

Q_u : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

U_c : le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h \\ B = b + h \end{array} \right\} \Rightarrow U_c = 5.1m$$

Nous avons : $Q_u = 3005.49 \text{ KN} \leq 4016.25 \text{ KN} \dots \dots \dots$ c'est vérifiée

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 6.46m de longueur, $d = 0.9 \times h_r = 0.225m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{55847.23 \times 4.6}{2 \times 373.5} \times 1 = 343.9 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{343.9}{1 \times 0.225} = 1.52 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.}$$

c) Vérification des contraintes dans le sol :

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{sol}}$.

A partir du programme AUTOCAD on a :

$$\begin{cases} I_{xx} = 35932.95m^4 \\ I_{yy} = 27974.45m^4 \end{cases} \quad \begin{cases} X_g = 10.58m \\ Y_g = 11.30m. \end{cases}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

Sens X-X :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{55.8472}{373.5} + \frac{38.5419}{35932.95} \times 11.30 = 0.17MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = \frac{55.8472}{373.5} - \frac{38.5419}{35932.95} \times 11.30 = 0.14MPa \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.16 + 0.13}{4} = 0.1525 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

Sens-Y-Y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{55.8472}{328.88} + \frac{41.9658}{27974.45} \times 10.58 = 0.17MPa \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = \frac{55.8472}{373.5} - \frac{41.9658}{27974.45} \times 10.58 = 0.12MPa \end{cases}$$

On trouve :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.18 + 0.13}{4} = 0.1675 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \dots\dots \text{Vérifier}$$

d) Vérification de la pousse hydrostatique :

La condition à vérifier est la suivante :

$$N \geq f_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

- $f_s = 1.15$ (coefficient de sécurité).
- $\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique de l'eau).
- $S_{rad} = 373.5 \text{ m}^2$ (surface de radier).
- $H = 4.52 \text{ m}$ (hauteur de la partie ancrée du bâtiment).
- $N = 55847.235 > 1.15 \times 4.52 \times 373.5 \times 10 = 19414.53 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

VI.4. Etude du radier général :

VI.4.1. Ferrailage du radier :

Calcul des sollicitations :

A L'ELU :

On a: $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35(G_{0rad} + G_{0nerv} + G_{0terre}) + 1.5Q$

• **Calcul du poids propre du radier :**

$G_0 = 25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$; $G_{0nerv} = 25 \times 0.55 = 13.75 \text{ KN/m}^2$

$Q_{commerce} = 5 \text{ KN/m}^2$; $G_{0terre} = 20 \times 0.55 = 11 \text{ KN/m}^2$

Donc :

$$q_u = \frac{60503.914}{373.5} + 1.35 * (6.25 + 13.75 + 11) + 1.5 * 5 = 211.34 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4} = 0.9 > 0.4 \quad \implies$ La dalle travail dans les deux sens.

D'où : $\rho = 0.9 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$

✓ **Calcul des moments isostatiques :**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0456 \times 211.34 \times 3.6^2 = 124.89 \text{KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.7834 \times 124.89 = 97.83 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les moments corrigés :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 106.15 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 83.16 \text{KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -62.44 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × h)

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Tableau du ferrailage de radier.

Localisation		M _t (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	106.15	17.04	9HA16=18.10	10
	y-y	83.16	12.89	9HA14=13.85	10
Appui		-62.44	9.53	9HA12=10.18	10

Condition de non fragilité :

On a : $\begin{cases} \rho = 0.9 > 0.4 \\ e = 25 \text{ cm} > 10 \text{ cm} \end{cases} \implies \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.9}{2}\right) \times 0.25 \times 1 = 5.10 \text{cm}^2 \\ A_y^{min} = 0.0008 \times 1 \times 0.25 = 2 \text{cm}^2 \end{cases}$$

en appuis $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.41 \text{cm}^2$

✓ Effort tranchant :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 2.5 \text{MPa}$$

On a :

$$V_x = \frac{Q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{211.34 \times 3.6}{2} \times \frac{(4)^4}{(4)^4 + (3.6)^4} \Rightarrow V_x = 229.70 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{Q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{211.34 \times 4}{2} \times \frac{(3.6)^4}{(4)^4 + (3.6)^4} \Rightarrow V_y = 167.45 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{229.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.20} = 1.14 \text{MPa} \leq \tau_u = 2.5 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Vérifications à l'ELS :

On a : $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 + G_{0nerv} + G_{terre} + Q$

Donc : $q_s = \frac{44117.29}{373.5} + 6.25 + 13.75 + 11 + 5 = 154.118 \text{KN/m}$

Pour le panneau le plus sollicité On a :

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.6}{4} = 0.9 > 0.4 \implies$ La dalle travail dans les deux sens.

D'où : $\rho = 0.9 \implies \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$

Calcul des moments isostatiques :

Les moments corrigés : $\begin{cases} M_{0x} = 105.46 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 89.66 \text{KN.m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_t^x = 89.64 \text{KN.m} \\ M_t^y = 76.81 \text{KN.m} \\ M_a = 52.73 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ Vérification des contraintes :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	x-x	89.64	8.05	56159.5	12.85 < 15	Vérifier	286.10 < 201.63	Non Vérifiée
	y-y	76.81	7.27	46474.5	12.01 < 15	Vérifier	315.58 < 201.63	Non Vérifiée
Appui		52.73	9.17	36980.5	5.24 < 15	Vérifier	231.63 < 201.63	Non Vérifiée

- On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_{st}} ; \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha [0, 1] ; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI.3. Section d'armatures du radier à l'ELS.

Localisation		M _t (KN.m)	B (10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ²)	Nombre de barres	S _t (cm)
Travée	x-x	89.64	11.11	0.51	24.42	25.13	8HA20	12
	y-y	76.81	9.52	0.49	23.81	25.13	8HA20	12
Appui		52.73	6.53	0.41	15.20	16.08	8HA16	12

➤ Vérification des espacements

Selon x-x: St = 12cm ≤ min (2.5h_r, 25cm) = 25cm

Selon y-y: St = 10cm ≤ min (3h_r, 33cm) = 33cm

➤ Schéma de ferrailage :

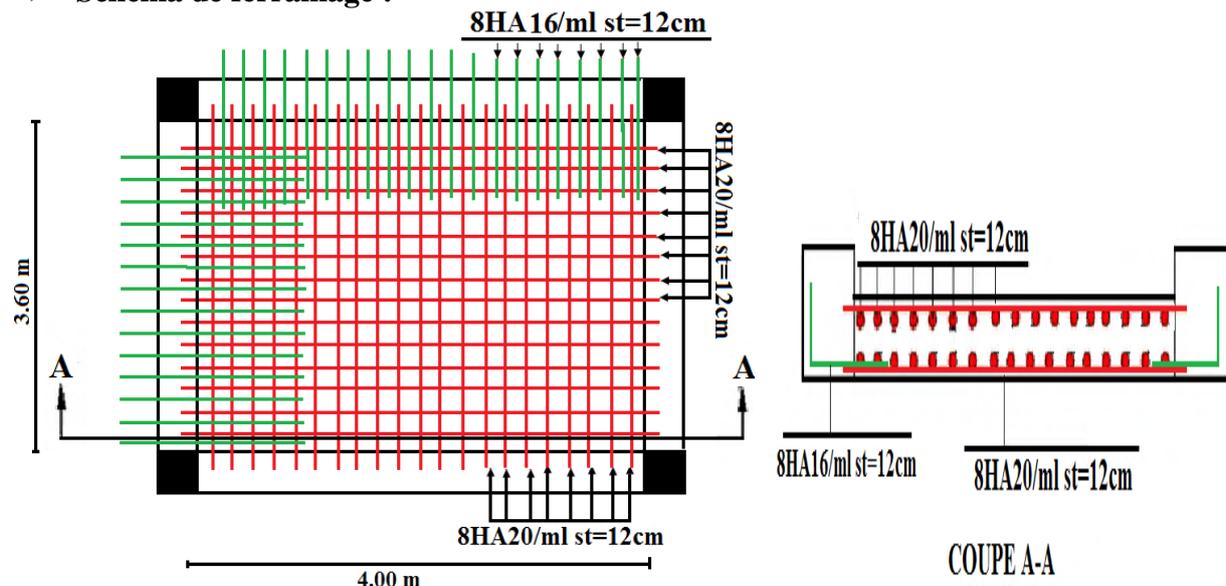


Figure VI.3. Schémas de ferrailage du radier.

VI.4.2. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres en sections Té renversé servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, ces charges peuvent être remplacées par équivalentes uniformément réparties comme indiqué sur la figure suivante :

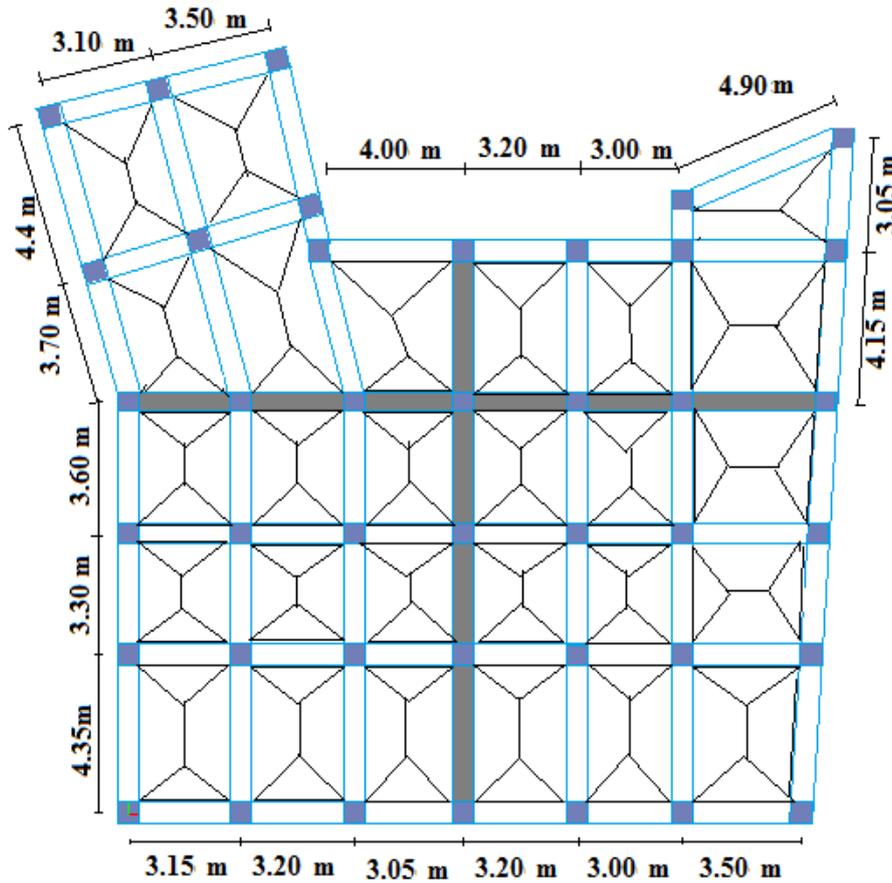


Figure VI.4 : Schéma des lignes de ruptures.

VI.4.2.1 Méthode de calcul :

- Charges triangulaires :

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée :

$$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$

Cas d'une seule charge triangulaire par travée :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Remarque : Ces expressions 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.

- Charges trapézoïdales :

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

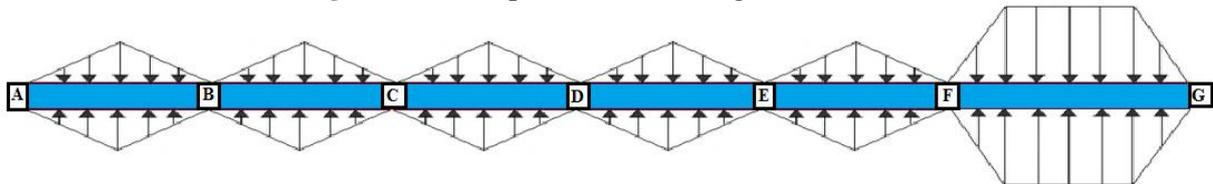
q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

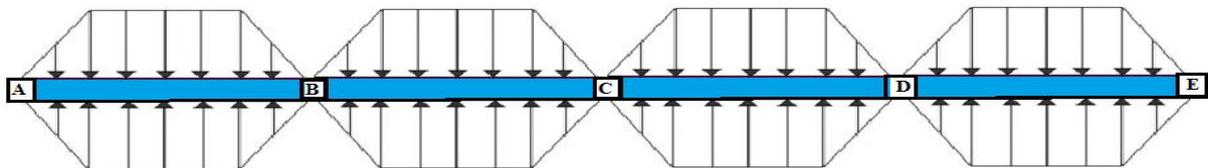
VI.4.2.2 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour la nervure la plus défavorable dans chaque sens, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

- **Sens X-X :** Figure VI.5. Répartition des charges selon sens x-x.



- **Sens-Y-Y :** Figure VI.6. Répartition des charges selon sens y-y.



- **Calcul de chargement :**

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$q_u = \frac{60503.914}{373.5} + 1.35 * (6.25 + 13.75 + 11) + 1.5 * 5 = 211.34 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{44117.29}{373.5} + 6.25 + 13.75 + 11 + 5 = 154.118 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.2.3 Exemple de calcul :

Travée AB :

On a un chargement triangulaire, donc le calcul se fait comme suit :

$$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} q_m^u = 359.278 \text{ KN/m} \\ q_m^s = 262.000 \text{ KN/m} \\ q_v = 269.458 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Le reste des résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	l_x (m)	q_m^u (KN/m)	q_m^s (KN/m)	q_v (KN/m)
AB	2.55	359.278	262.000	269.458
BC	2.60	366.320	267.137	274.742
CD	2.45	345.188	251.725	258.891
DE	2.60	366.320	267.137	274.742
EF	3.70	530.500	386.835	516.025

Tableau VI.5. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	l_y (m)	q_m^u (KN/m)	q_m^s (KN/m)	q_v (KN/m)
AB	3.80	672.629	489.864	617.04
BC	2.75	410.535	299.470	351.422
CD	3.05	470.782	343.306	398.998
DE	3.60	577.658	421.4216	486.166

▪ **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.

Sens X-X :

• **A l'ELU :**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.6. Tableau des sollicitations à l'ELU sens X-X.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	Q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X (cm)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	2.55	359.27	269.45	0	-235.13	1.01	279.40	189.06	365.86	550.27
BC	2.60	366.32	274.74	-235.13	-171.68	1.23	308.64	174.71	451.81	500.62
CD	2.45	345.18	258.89	-171.68	-171.68	1.22	258.98	144.27	422.84	422.84
DE	2.60	366.32	274.74	-171.68	-326.41	1.13	360.27	67.34	389.14	410.56
EF	3.70	530.50	516.02	-326.41	0	1.68	900.15	751.94	873.83	1089.01

• **L'ELS :**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.7. Sollicitations à l'ELS.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X _o (cm)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	2.55	262.000	0	-171.46	1.01	203.68	137.82
BC	2.60	267.137	-171.46	-125.19	1.23	224.99	127.36
CD	2.45	251.725	-125.19	-125.19	1.22	188.79	105.17
DE	2.60	267.137	-125.19	-237.95	1.13	262.63	49.09
EF	3.70	386.835	-237.95	0	1.68	656.20	548.16

Sens-Y-Y :

• **A l'ELU :**

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Tableau VI.8. Sollicitation sens y-y.

Travée	L (m)	q _m (KN/m)	q _v (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X _o (cm)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
AB	3.80	672.629	617.04	0	-809.40	1.58	1179.64	843.10	1064.97	1490.97
BC	2.75	410.535	351.42	-809.40	-284.23	0.91	343.69	-291.92	373.63	755.57
CD	3.05	470.782	398.99	-284.23	-456.39	1.40	543.75	180.49	661.49	774.38
DE	3.60	577.658	486.16	-456.39	-436.45	1.79	522.78	76.30	1034.24	1045.32

• **A l'ELS :**

Tableau VI.9. Sollicitation à l'ELS.

Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X _o (cm)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)
AB	3.80	489.864	0	-590.05	1.58	859.95	614.61
BC	2.75	299.470	-590.05	-207.20	0.91	250.55	-212.80
CD	3.05	343.306	-207.20	-332.70	1.40	396.39	131.57
DE	3.60	421.4216	-326.40	0	1.79	381.10	55.62

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple.

VI.4.2.4 Ferrailage des nervures :

➤ **Détermination de la largeur b selon les deux sens :**

Donnés :

$$\begin{cases} h = 0.70m ; h_0 = 0.25 m \\ b_0 = 0.65 m ; d = 0.65 m \end{cases}$$

✓ Sens X-X :

On a :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots \dots \dots CBA (Art 4.1.3)$$

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{3.7}{2}; \frac{2.45}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(1.85; 0.245) = 0.245 m$$

Donc : b = 1.14 m = 114 cm

✓ Sens-Y-Y :

$$\frac{b - 0.65}{2} \leq \min\left(\frac{3.8}{2}; \frac{2.75}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.65}{2} \leq \min(1.9; 0.275) = 0.275 m$$

Donc : b = 1.2 m = 120 cm

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.10. Calcul des ferrillages.

Localisation		M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	travée	751.94	35,30	8.947	6HA25+3HA16=35.48 cm ²
	appui	-326.41	15,09	8.947	8HA16=16.08 cm ²
y-y	travée	843.10	39,75	9.418	6HA25+6HA16=41.51 cm ²
	appui	-809.40	40,55	9.418	6HA25+6HA16=41.51 cm ²

➤ Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

On a: $\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\bar{\tau}_u < \min(0.1 f_{c28}; 4 MPa) = 2.5 MPa$

$$\begin{cases} \text{Sens } x - x : \tau_u = \frac{873.83 \times 10^{-3}}{1.14 \times 0.65} = 1.17 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ \text{Sens } y - y : \tau_u = \frac{1490.97 \times 10^{-3}}{1.2 \times 0.65} = 1.91 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

➤ Vérification de la jonction de table nervure :

$$\tau_u = \frac{v_u \left(\frac{b - b_0}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Sens X-X $\Rightarrow \tau_u = \frac{873.83 \times \left(\frac{1.14 - 0.65}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 1.14 \times 0.25} = 1.28 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$

Sens Y-Y $\Rightarrow \tau_u = \frac{1490.97 \times \left(\frac{1.2 - 0.65}{2}\right) \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.65 \times 1.2 \times 0.25} = 2.33 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$

➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.11. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
x-x	travée	548.16	20.40	1381238.1	8.09 < 15	Vérifier	265.5 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-237.95	14.20	692932.8	4.87 < 15	Vérifier	261.6 > 201.63	N.vérifiée
y-y	travée	614.61	21.29	1575612.3	8.30 < 15	Vérifier	255.7 > 201.63	N.vérifiée
	appui	-590.05	21.29	1575612.3	8.30 < 15	Vérifier	245.5 > 201.63	N.vérifiée

- On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha [0, 1] ; \quad \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

Tableau VI.12. Les armateurs à l'ELS.

Localisation		M _s (KN.m)	β(10 ⁻³)	α	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)	Nombre de barres
x-x	travée	548.16	5.64	0.318	46.79	48.3	6HA25+6HA20
	appui	-237.95	2.45	0.210	19.52	20.11	10HA16
y-y	travée	614.61	6.33	0.337	52.47	55.37	10HA25+2HA20
	appui	-590.05	6.07	0.330	50.59	51.84	8HA25+4HA20

➤ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{\min} \right] \leq 16 \text{ mm, alors, } \phi_t = 10$$

$$A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$1 - S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 40 \text{ cm}$$

$$2 - S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \leq 48.30 \text{ cm}$$

$$3 - S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0.3 \times f_{t28}]} \leq 15.33 \text{ cm}$$

Soit : S_t = 15 cm

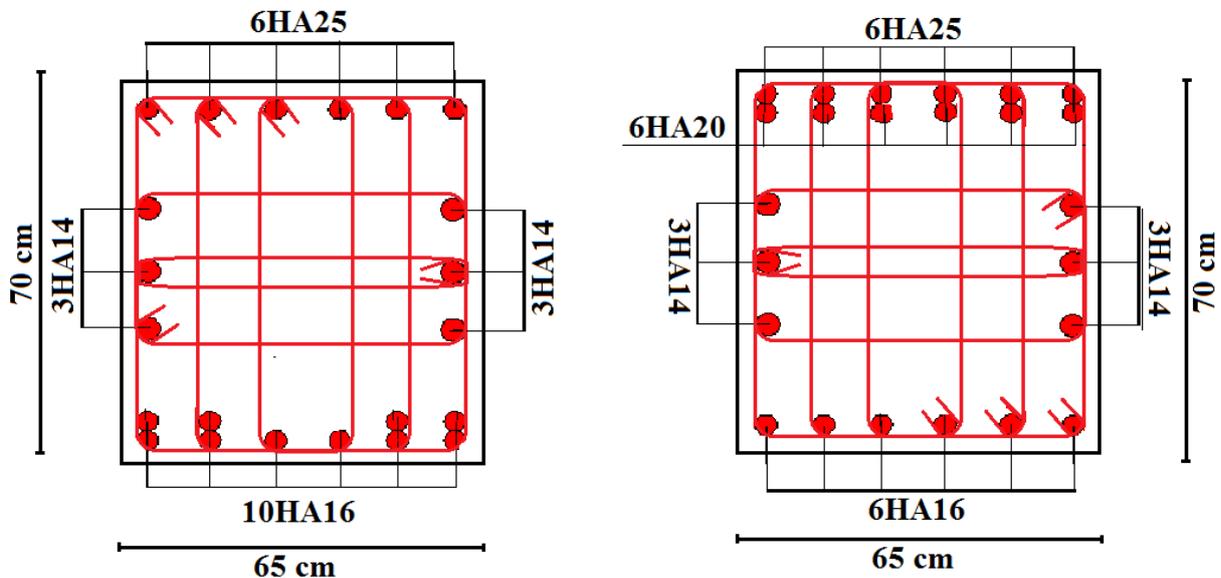
➤ Les armatures de peau :

Vu la hauteur des nervures il est préférable de mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures.

$$A_p = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 (65 \times 70) = 9.1 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9.24 cm²

➤ Schémas de ferrailage :



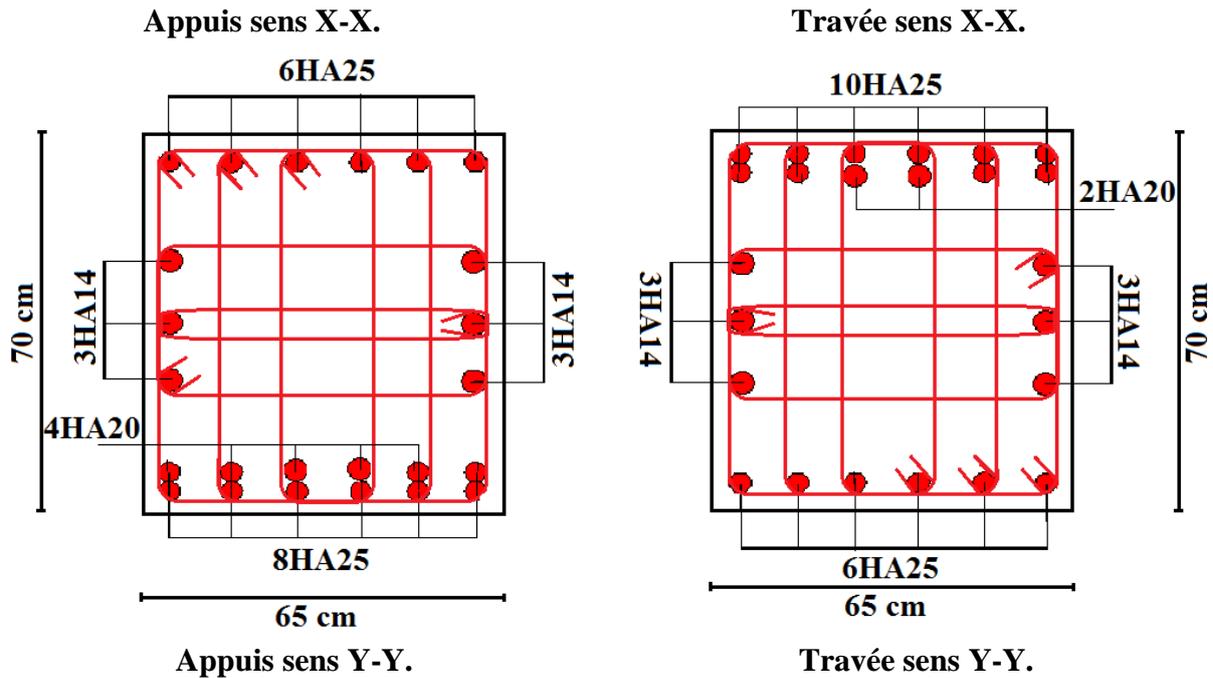


Figure VI.7. Schéma de ferrailage de la nervure.

VI.5. Etude des voiles périphérique :

VI.5.1 Introduction :

Selon le **RPA99/Version 2003 (Art 10.1.2)** les ossatures au-dessous du niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Une épaisseur minimale de 15 cm ;
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- ✓ Les ouvertures de ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.5.1.1 Dimensionnement des voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{hauteur } h = 1.2 \text{ m} \\ \text{longueur } L = 4 \text{ m} \\ \text{épaisseur } e = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

VI.5.1.2 Caractéristiques du sol :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 20 \text{ KN/m}^3 \\ \text{la cohésion : } C = 0,14 \text{ bars} \\ \text{angle de frottement : } \varphi = 35^\circ \end{array} \right.$$

Remarque : ces données ne se trouve pas dans le rapport de sol, donc on a utilisé ces valeurs pour le calcul.

VI.5.1.3 Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique et soumis à :

- ✓ **Poussée des terres :**
- ✓ **Remarque :** pour le cas le plus défavorable on opte pour $C= 35^\circ$.

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 1 \times 20 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) - 2 \times 0 \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{8}{2} \right) \Rightarrow G = 5.41 \text{ KN/m}^2$$

✓ **La surcharge accidentelle :**

On a : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2 \times C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 10 \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) - \frac{2 \times 0}{20 \times 1} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2} \right) \Rightarrow Q = 2.71 \text{ KN/m}^2$$

VI.5.1.4 Ferrailage du voile périphérique :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

✓ **A l'ELU :**

$$\begin{cases} \sigma_{min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 2.71 = 4.06 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.41 + 1.5 \times 2.71 = 11.36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\begin{cases} \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 11.36 + 4.06}{4} = 9.54 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 9.54 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} l_x = 1 \text{ m} \\ l_y = 4 \text{ m} \end{cases}$$

Et $\begin{cases} b = 1 \text{ ml} \\ e = 15 \text{ cm} \end{cases}$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1}{4} = 0.25 < 0.4 \rightarrow \text{le voile porte dans un sens.}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

On a : $\rho = 0.25 \rightarrow M_0 = qL^2/8 = 19.08 \text{ KN.m}$

➤ **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 19.08 = 16.21 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 19.08 = -9.54 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de $(b \times e) \text{ m}^2$.

Les résultats de calcul de ferrailage sont dans le suivant :

Tableau VI.13. Le ferrailage de voile périphérique.

localisation	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adopté}$ (cm^2/ml)
Travée	16.21	0.0794	0.1036	0.1150	4.05	1.5	5HA12=5.65
Appui	-9.54	0.0673	0.0467	0.0598	2.34	1.5	4HA10=3.14

Espacements :

sens X - X: $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Les Vérifications :

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

On a : $\begin{cases} \rho = 0.25 < 0.4 \\ e = 15 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \quad A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} \times (3 - 0.25) \times 100 \times 15 = 1.65 \text{ cm}^2$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \quad A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.1\% \times b \times h \quad A_{min} = 0.001 \times 100 \times 15 = 1.5 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que :

$$V = 23.426 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.156 \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

✓ A l'ELS :

Vérification des contraintes : Le tableau ci-dessous résume les vérifications à l'ELS:

$$\text{On a: } \rho = 0.25 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{moy} = 6.767 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 6.767 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Tableau VI.14. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	11.50	3.37	7526.08	5.71 < 15	Vérifiée	197.80 < 201.63	Vérifiée
Appui	-6.767	2.92	4713.12	4.19 < 15	Vérifier	195.55 < 201.63	Vérifiée

Les armatures de répartitions :

$$A_{répartition} = \frac{A_t^x}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chois : } \begin{cases} A_{répartition} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \\ \text{Espacement} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Ferrailage du voile périphérique :

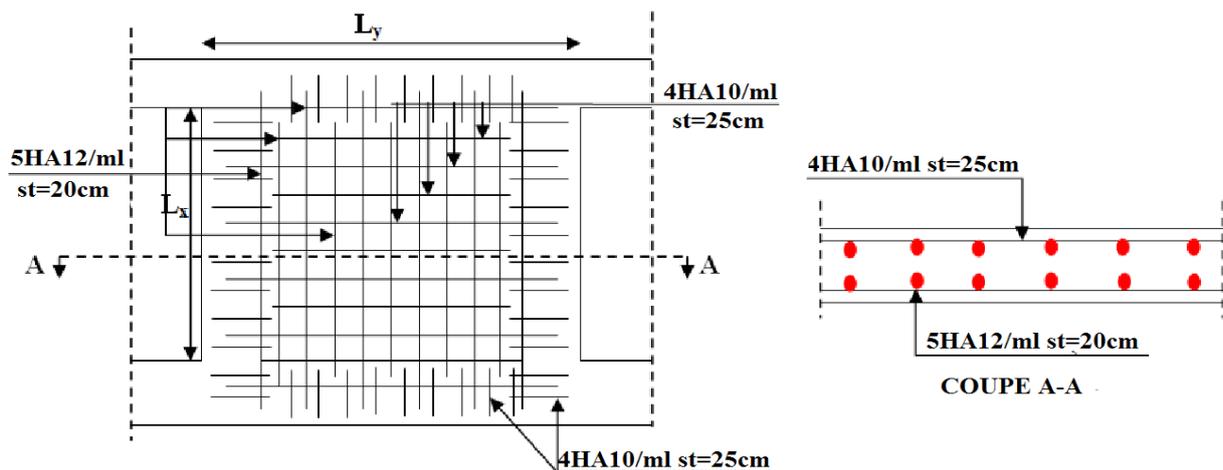


Figure VI.8. Schémas de Ferrailage du voile périphérique.

VI.6. Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.
- ✓ La réduction du tassement différentielle.
- ✓ La facilité d'exécution.

Conclusion générale

Ce projet de fin de cycle, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

D'après le résultat de l'étude que nous avons effectuée, on peut souligner les points ci-après :

Les voiles de contreventement sont d'une très grande importance vis-à-vis la dissipation des efforts horizontaux.

Il est indispensable d'équilibrer entre les deux critères économiques et résistance, autrement dit, il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité de l'ouvrage tout en assurant l'économie qui sert à diminuer le coût du projet.

La somme des coefficients de participation massique du mode de vibration représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment, d'où l'utilité des voiles de contreventement qui assurent un bon comportement dynamique de la structure.

Pour la réalisation de cet ouvrage, un contrôle de qualité des matériaux et d'exécution est nécessaire.

La période de vibration nous renseigne si le bâtiment en question est souple ou rigide, ce qui revient à dire que la vérification de la période est nécessaire.

Dans notre cas (groupe d'usage2), on peut tolérer pour les éléments non structurant quelques dommages à condition que ces derniers ne soient dangereux pour la sauvegarde des vies humaines.

Le radier général permet d'avoir une distribution uniforme de charge qui lui sont appliquées par la superstructure.

Le modèle construit par le logiciel ETBS 2016 doit se rapprocher le plus que possible de la réalité afin d'avoir une étude plus exacte, et il nous permet d'économiser beaucoup de temps, et la maîtrise de ce dernier exige un bagage théorique riche et varié.

Bibliographie

- Règles de Béton Armé Aux Etats Limites (BAEL 91 modifiées 99), Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / version 2003.
- Document Technique Réglementaire (DTR B.C.2.2), charges permanentes et charges d'exploitations, Octobre 1988.
- DTR BC 2.33.1 « Règles de calcul des fondations superficielles ; édition 1992 ».
- Fascicule_61 et 62 (pour le calcul des fondations)
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Décembre 1993.

Annexes

ANNEXE

Annexe 1

Table de PIGEAUD

Valeurs de M1 et M2

$$\rho = 0.9$$

	u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 2

Valeurs de μ_x et μ_y pour le calcul des dalles pleines.										
$\alpha = L_x / L_y$	ELU $u = 0$		ELS $u = 0.2$			$\alpha = L_x / L_y$	ELU $u = 0$		ELS $u = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y			μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854						
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924		0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000		0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077		0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155		0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234		0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319		0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402		0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491		0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580		0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671		0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758		0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853		0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949		0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050		0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150		0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254		0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357		0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456		0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565		0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672		0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781		0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892		0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004		0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117		0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235		0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351		0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469		0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584		0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704		0.99	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817		0.98	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

**Tableau des Armatures
(en cm²)**

Φ	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	80.09	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	14.7	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	226.20
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

Introduction

Suite à la demande de notre client Mr. AIT AISSA NACER relative à l'étude de sol de terrain destiné pour *Réalisation de 96 logements Promotionnels avec Commerces & services En R+07* au lieu dit LEKBOUR VILLAGE: TARGA OU ZEMMOUR, Wilaya de Bejaia.
Le laboratoire LTNC a mis les moyens nécessaires afin d'élaborer cette étude.

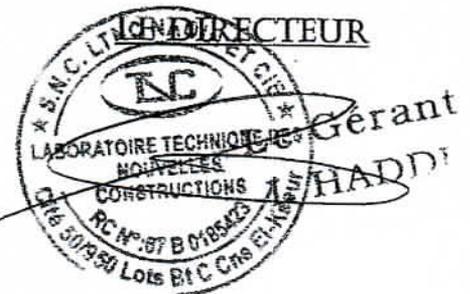
Le site est situé sur un terrain *Incliné*.

Afin de vous donner un aperçu sur la qualité de sol et les données à prendre en compte dans le calcul des fondations, nous avons exploité la visite du site ; les résultats des essais in situ tel que les sondages pénétrometriques ainsi que les observations visuelles du sol prélevé pour la reconnaissance géotechnique.

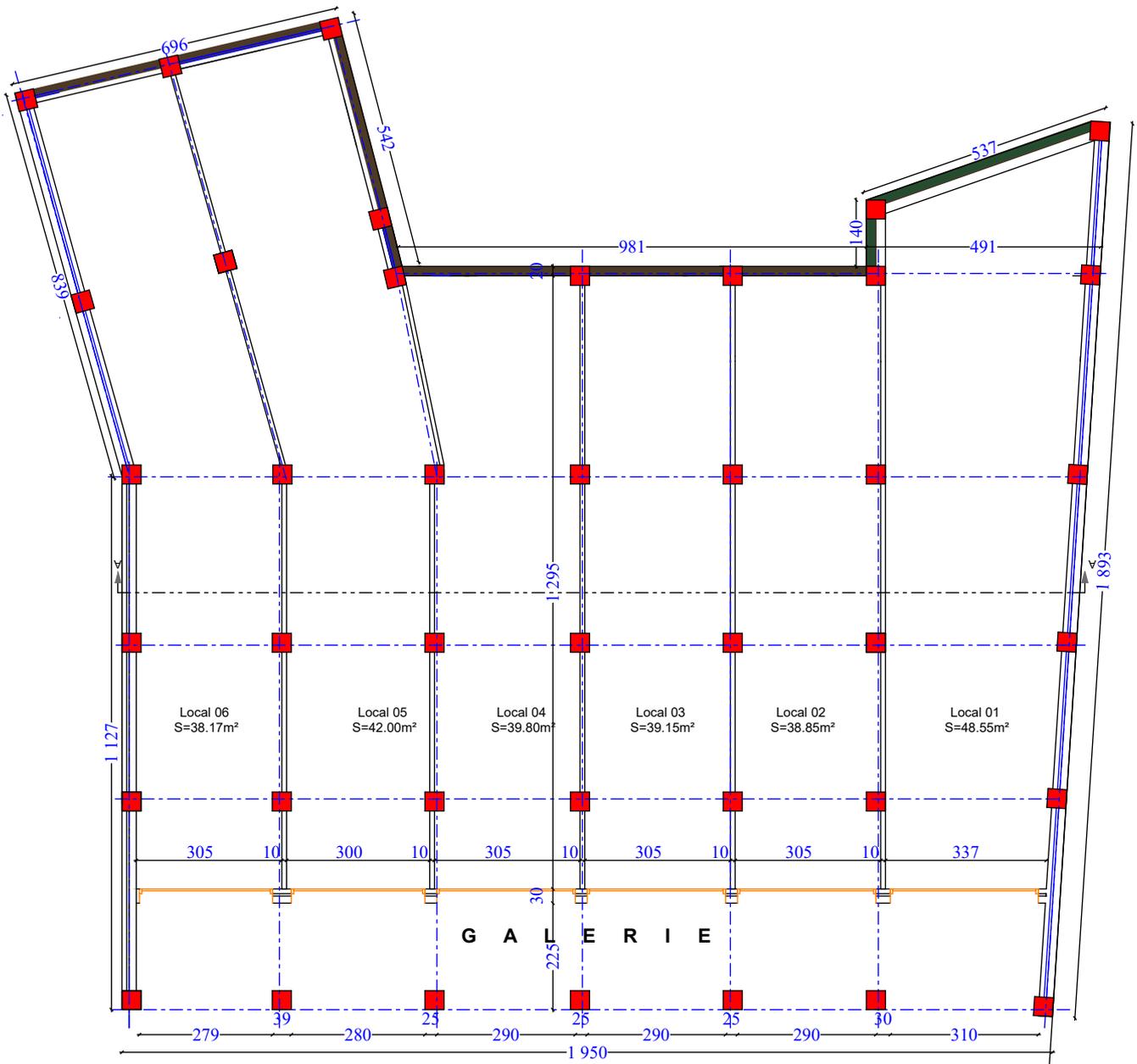
Conclusion et recommandations :

D'après les observations visuelles sur le site et les résultats des essais in situ, a priori nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

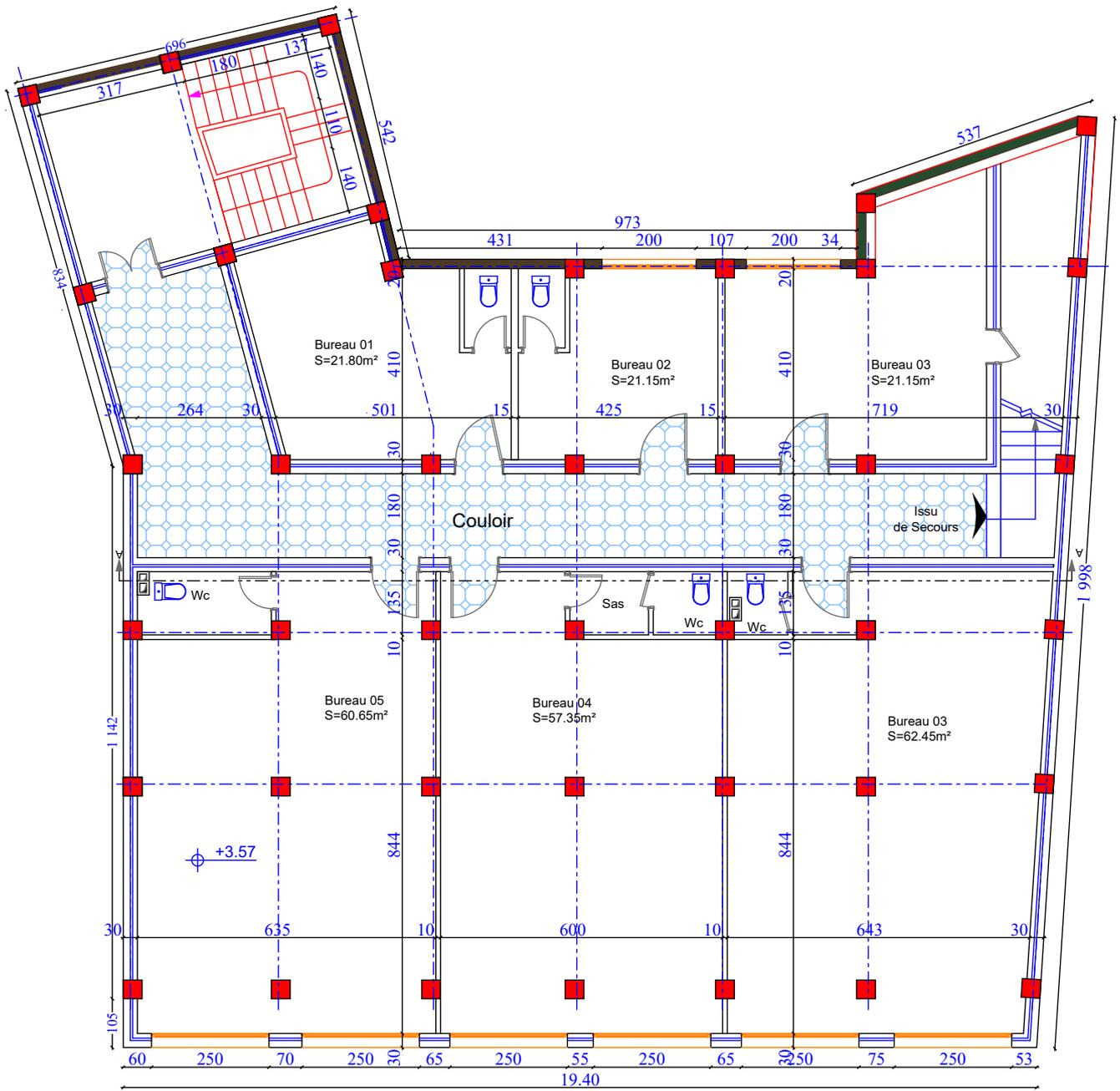
1. Au vu de la nature géologique du site ainsi que le constat établi, nous vous recommandons des fondations superficielles avec un ancrage minimal a partir de $D = 1,80$ m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel (bas talus) et de prendre une contrainte admissible $Q_{adm} = 2.00$ bars ;
2. Le site est situé sur un terrain *Incliné*, d'où il y'a lieu d'assurer un bon drainage des eaux pluviales et de surélever la construction par rapport a la cote du terrain naturel ;
3. Eviter les travaux de terrassement en période de pluies ;
4. Le site ne présent aucune signe de glissement ;
5. Un étalement des parois lors des terrassements est nécessaire pour éviter le glissement des berges des talus et d'assurer la sécurité lors des travaux en infrastructure ;
6. Opter pour des terrassements en gradins en commençant par le haut talus tout en évitant des talus à pente raide;
7. Commencer les travaux par la partie du bas talus pour assurer la butée maximale ;
8. Il est vivement recommandé de réduire au maximum l'espace de temps séparant les travaux de terrassements et la mise en place des bétons ;
9. Nous pouvons classer le sol en catégorie *S2* selon sa nature géotechnique ;
10. Selon les recommandations du CGS, la région de la wilaya de *Bejaia* est classée en zone de *moyenne* sismicité *IIa*. Il y'a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.



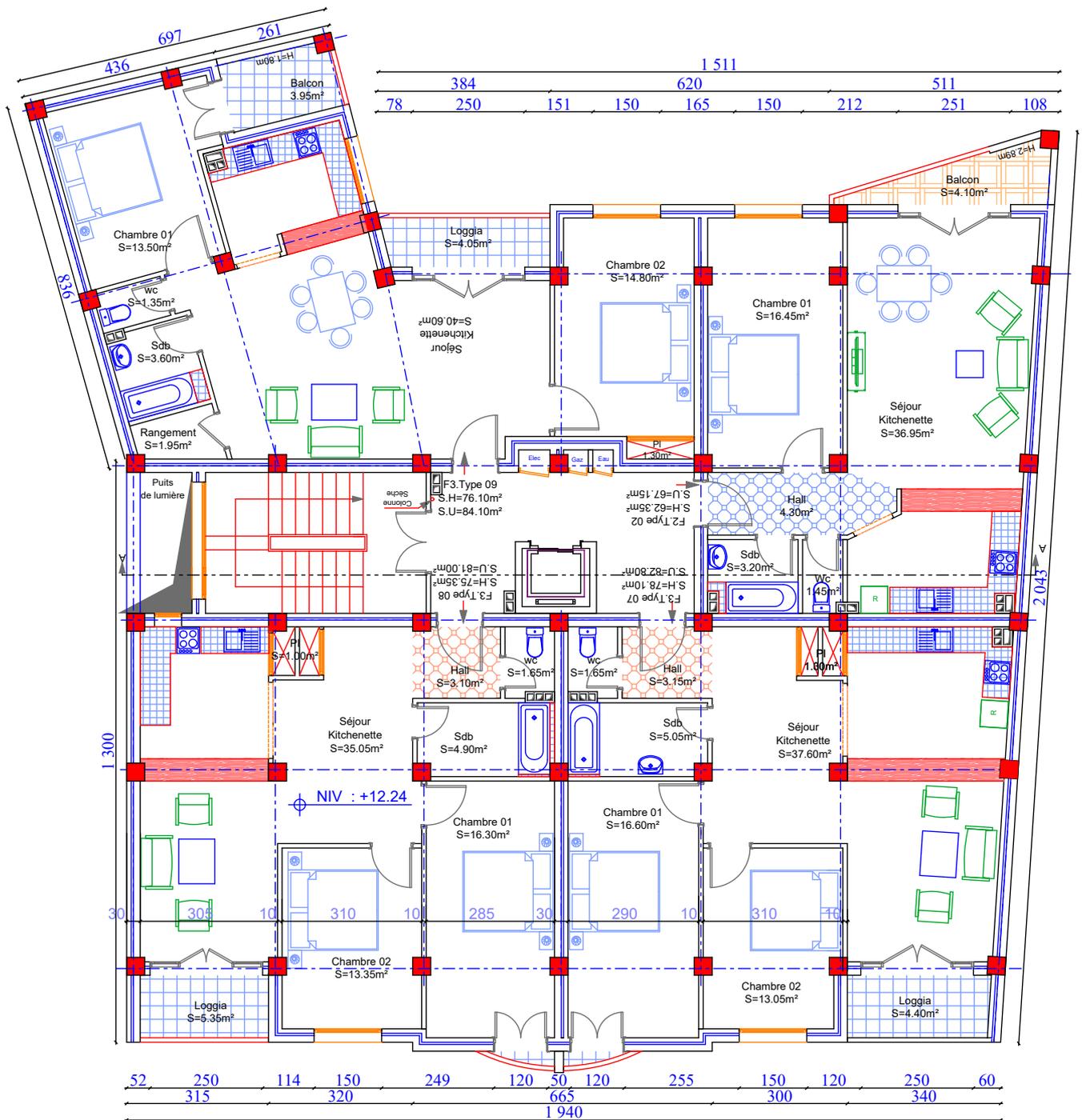
Les plans



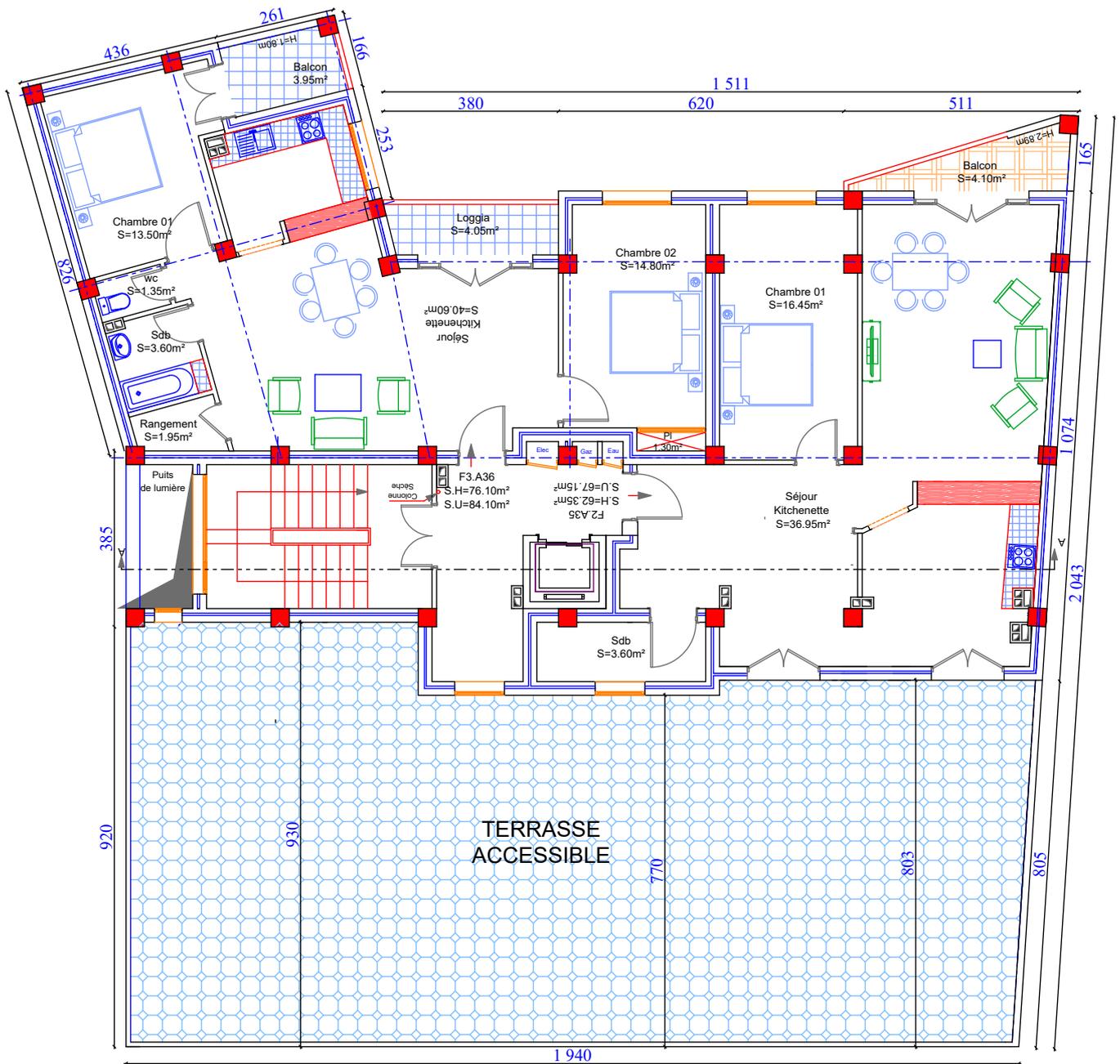
PLAN 1ER NIVEAU COMMERCIAL



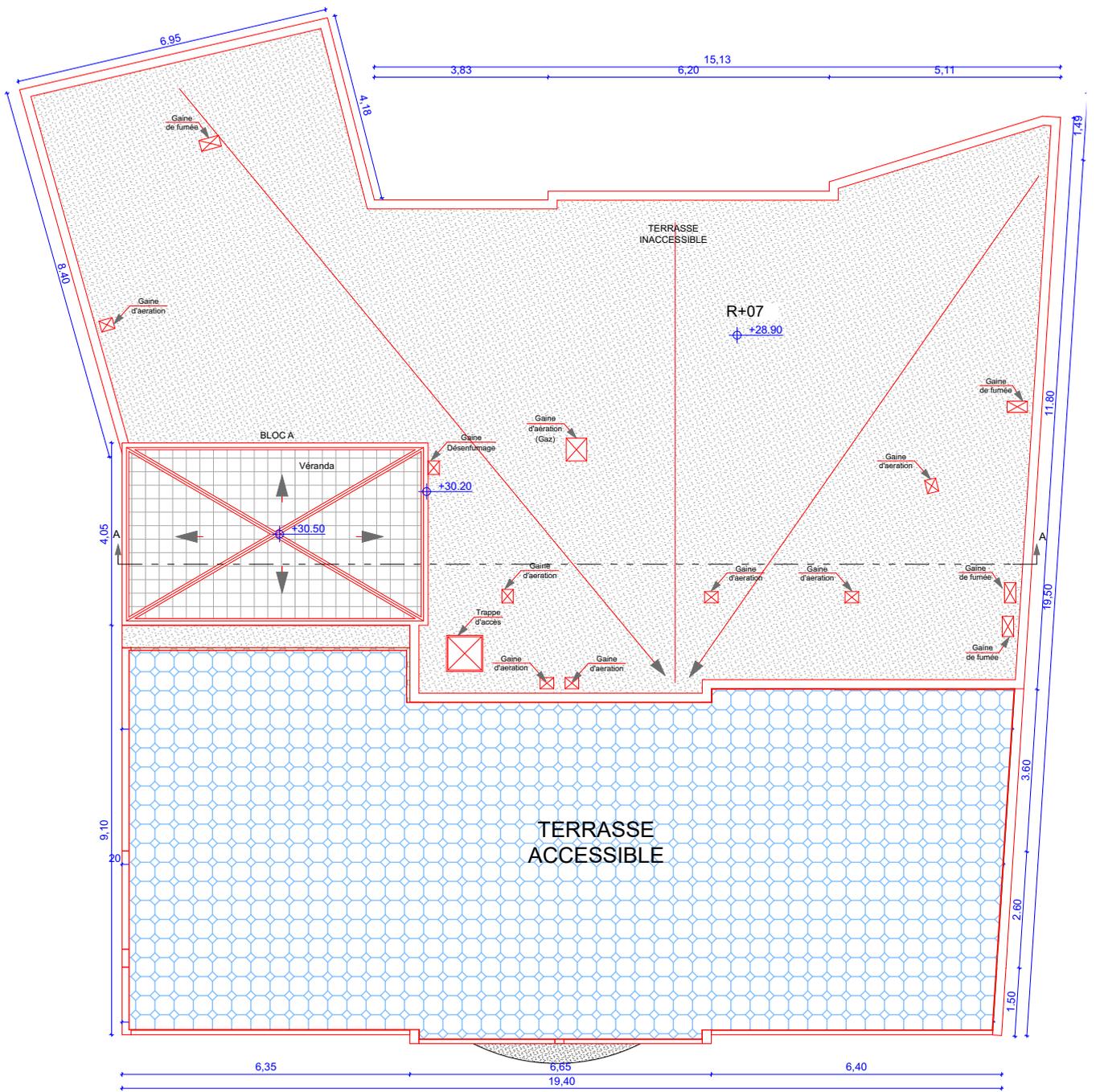
PLAN 2EME NIVEAU SERVICES



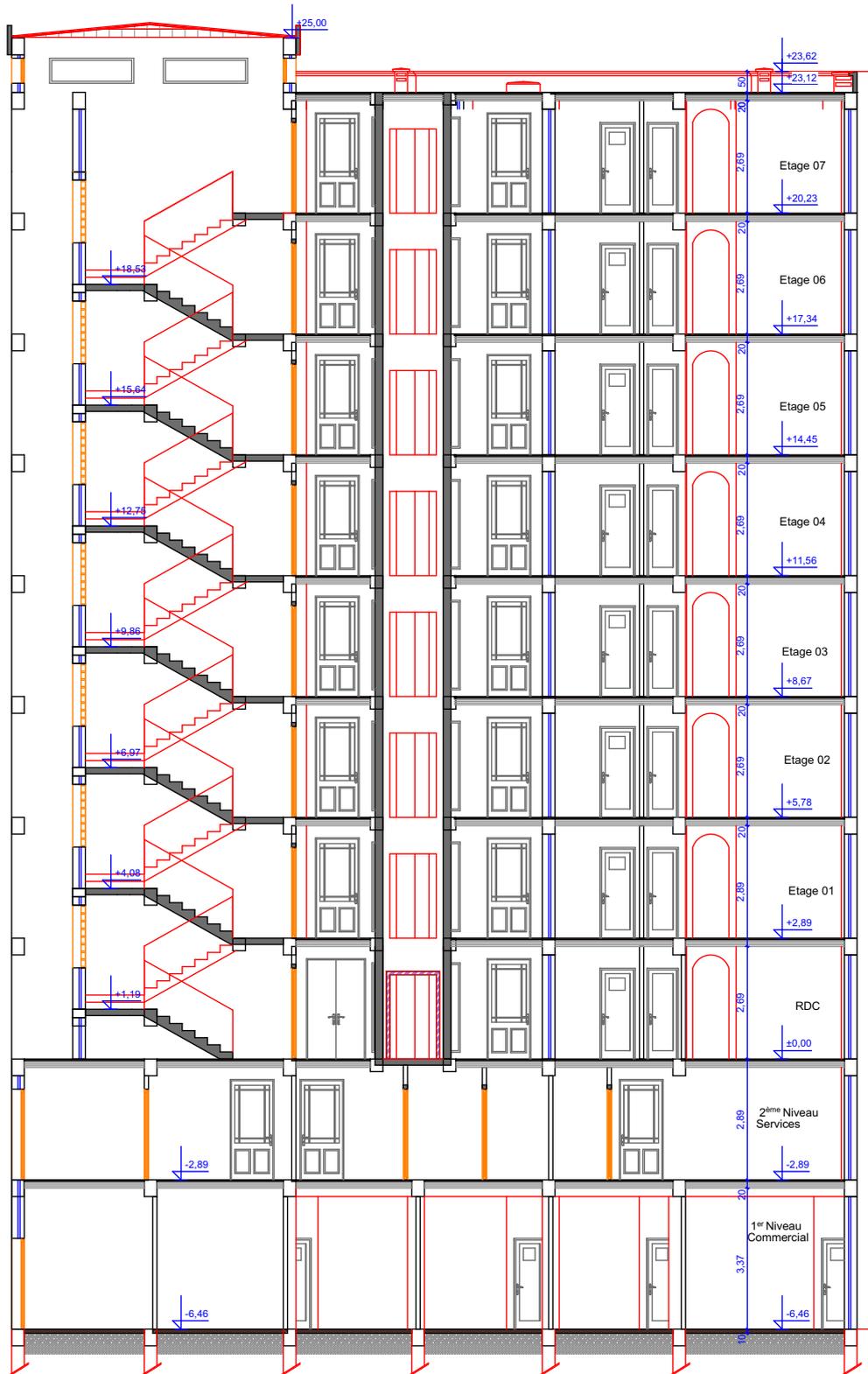
PLAN ETAGES 01, 02, 03, 04, 05 ET 06



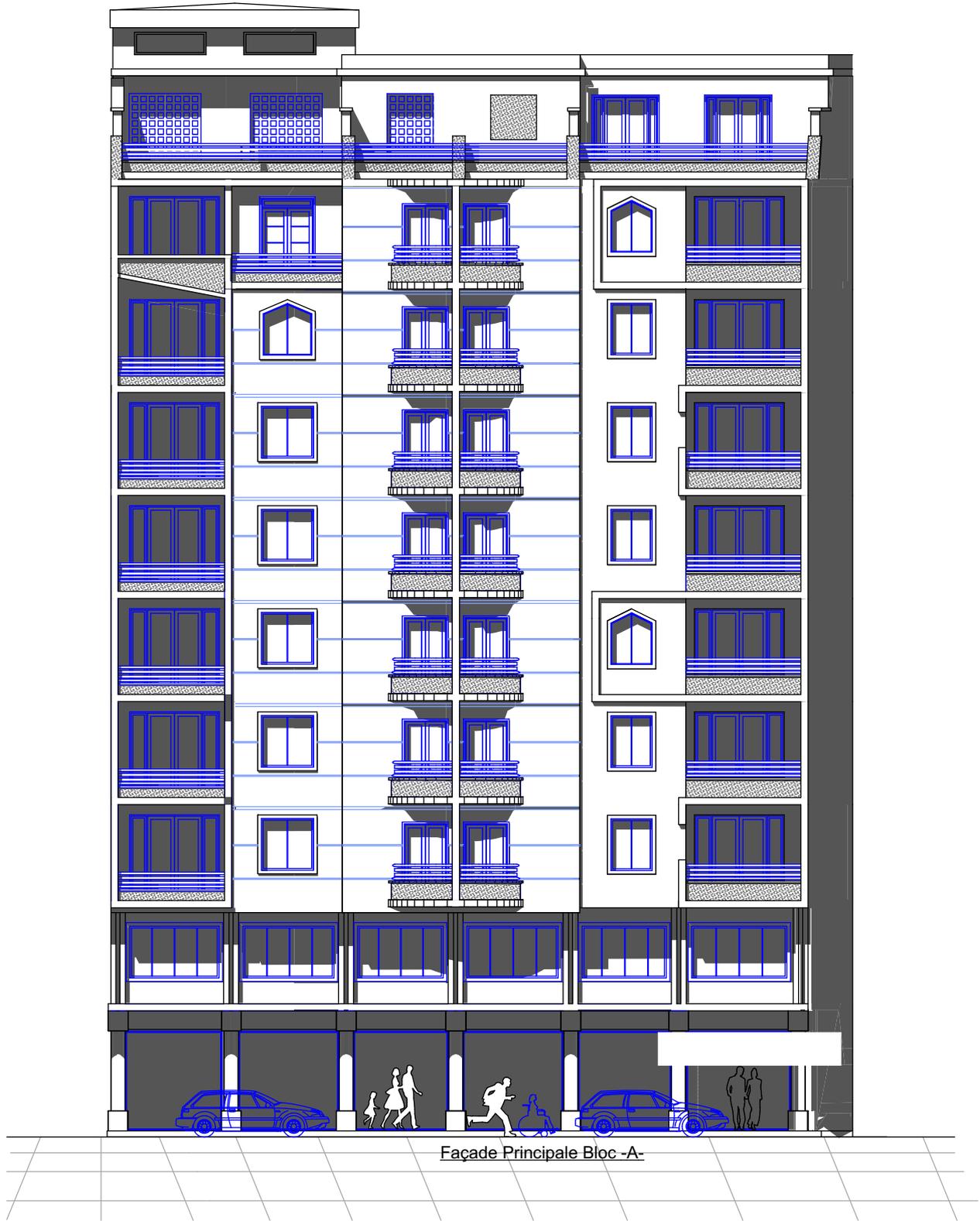
PLAN ETAGES 07



PLAN TOITURE



Coupe -AA-



Façade Principale Bloc -A-