

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA-BEJAIA
Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

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

Thème

***Etude d'un bâtiment (R+9+Entresol) en béton armé
contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)***

Présenté par :

Abdelkrim Celya

Bouras Nihed

Dirigé par :

M^{me} Chikh Amer

Membres de jury :

M^r Larabat Ziane

M^r Slimanou Houssam

Promotion 2020/2021

Remerciements

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui on voudra témoigner toute notre gratitude.

Ce travail n'aurait pu avoir le jour sans l'aide généreuse, la patience étendue, les conseils judicieux et le soutien indéfectible de M^{me} Chikh Amer qui a contribué à alimenter notre réflexion.

Une pensée particulière pour tous-tes nos ami-e-s et collègues qui nous ont apporté leur soutien moral et intellectuel tout au long de notre démarche, pour leur confiance et leur soutien inestimable.

On aimerait exprimer notre gratitude aux membres de jury qui ont pris le temps de discuter notre sujet, et d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Aux professeurs de l'université de Bejaïa Targa Ouzemour, qui nous ont fourni les outils nécessaires à la réussite de nos études universitaires.

Nos vifs remerciements à nos familles respectives qui nous ont toujours encouragé et soutenu tout au long de nos études.

Nihed & Celya

Table de matière

Introduction

Généralités	1
I. Introduction	1
I.1. Présentation de l'ouvrage	1
I.2. Caractéristiques géométriques	1
I.3. Caractéristiques géotechniques du site	2
I.4. Caractéristiques structurales	2
I.5. Les règlements et normes utilisés.....	2
I.6. Etats limites.....	2
I.6.1. Etat limite ultime ELU	3
I.6.2. Etat limite ultime ELS	3
I.7. Actions et sollicitations	3
I.7.1. Les actions	3
I.7.2. Les sollicitations.....	3
I.8. Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
I.8.1. Le béton	4
I.8.2. L'acier.....	6
I.9. Conclusion	7
Prédimensionnement Des Eléments	8
II. Introduction	8
II.1 Eléments secondaires.....	8
II.1.1 Planchers.....	8
II.1.2 Escaliers.....	12
II.1.3 L'acrotère.....	16
II.2 Eléments principaux	16
II.2.1 Les poutres.....	16
II.2.2 Les voiles	18
II.2.3 Les poteaux.....	18
II.3 Evaluation des charges et surcharges	19
II.4 Descente de charges	22
II.5 Les vérifications nécessaires.....	28

II.6	Conclusion	31
Calcul Des Eléments Secondaires	32
III.	Introduction	32
III.1	Calcul des planchers	32
III.1.1	Plancher à corps creux.....	32
III.1.2	Plancher à dalle pleine.....	55
III.2	Calcul des escaliers	64
III.3	Calcul de la poutre brisée	69
III.4	Calcul des poutres de chainage	70
III.5	Calcul de l'acrotère	74
Etude Sismique	78
IV.	Introduction	78
IV.1	Méthodes de calcul de la force sismique	78
IV.2	Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale.....	78
IV.2.1	Disposition des voiles de contreventement.....	79
IV.2.2	Taux de participation des masses et modes de vibration.....	80
IV.2.3	Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/version2003.....	82
IV.3	Vérification de l'effort normal réduit	85
IV.4	Justification de l'interaction (voiles-portiques)	86
IV.5	Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	87
IV.6	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	88
IV.7	Vérification de la stabilité de la structure au renversement.....	89
IV.8	Conclusion	90
Etude Des Eléments Structuraux	91
V.	Introduction.....	91
V.1	Etude des poutres	91
V.1.1	Recommandation du RPA99/version2003	91
V.1.2	Ferraillage longitudinal des poutres	92
V.1.3	Ferraillage transversal	93
V.1.4	Vérification à L'ELS	94
V.1.5	Schéma de ferraillage	94
V.1.6	Etude de la poutre brisée	94
V.2	Etude des poteaux.....	95
V.2.1	Recommandations du RPA99/v2003	96
V.2.2	Les sollicitations maximales.....	97

V.2.3	Calcul du ferrailage	98
V.2.4	Vérification nécessaires	101
V.3	Vérification des zones nodales	104
V.4	Etude des voiles.....	107
V.4.1	Recommandation du RPA	107
V.4.2	Sollicitation dans les voiles.....	108
V.4.3	Calcul de ferrailage	110
V.4.4	Schéma de ferrailage	112
Etude Des Fondations	113
VI.	Introduction	113
VI.1	Choix du type des fondations.....	113
VI.2	Calcul de la surface des fondations	113
VI.3	Vérification de la semelle filante	114
VI.4	Dimensionnement de la poutre de rigidité.....	114
VI.4.1	Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante.....	115
VI.4.2	Calcul de ferrailage de la semelle filante	117
VI.4.3	Vérification des contraintes	118
VI.4.4	Schéma de ferrailage	118
VI.5	Etude des longrines	118
VI.5.1	Pré dimensionnement des longrines	118
VI.5.2	Vérification	119
VI.5.3	Ferrailage	119
VI.5.4	Schéma de ferrailage	119
VI.6	Etude du voile périphérique	120
VI.6.1	Introduction.....	120
VI.6.2	Dimensions du voile	120
VI.6.3	Caractéristiques géotechniques du sol.....	120
VI.6.4	Evaluation des charges et surcharges	120
VI.6.5	Ferrailage du voile périphérique	120
VI.6.6	Schéma de ferrailage	124

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	3
Figure I.2. Diagramme de déformation du béton.	4
Figure I.3. Diagramme de contrainte de déformation de l'acier.	5

Chapitre II

Figure II.1. Disposition des poutrelles de la soupenle.	8
Figure II.2. Disposition des poutrelles de l'étage 2, 3, 4 et 5	8
Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.	9
Figure II.4. Schéma de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée du RDC.	11
Figure II.5. Schéma statique de la 2 ^{ème} volée du RDC.	12
Figure II.6. Schéma statique de l'acrotère.	13
Figure II.7. Schéma statique de la poutre brisée.	13
Figure II.8. Schéma statique de la poutre palière.	14
Figure II.9. Coupe transversale d'un voile.	14

Chapitre III

Figure III.1. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 travées.	25
Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à plus de 2 travées.	26
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.	26
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées.	26
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle.	28
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	43
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine.	48
Figure III.8. Schéma statique de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée du RDC.	49
Figure III.9. Schéma statique de la deuxième volée.	51
Figure III.10. Ferrailage de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée de l'escalier du RDC.	53
Figure III.11. Schéma statique de la poutre brisée.	53
Figure I.14 Coupe 1-1 (En travée).	56
Figure I.13 Coupe 2-2 (En appuis).	56
Figure III.15 Schéma de ferrailage de l'acrotère Figure III.16 Coupe A-A de l'acrotère	59

Chapitre IV

Figure IV.1. Vue en 3D sur le modèle modélisé par ETABS 2016	61
Figure IV.2. Disposition des voiles	62
Figure IV.3. Différents modes de vibration à l'étage courant	63

Chapitre V

Figure V.1.Schéma représentatif de la zone nodale.	76
Figure V.2.Zone nodale.	82
Figure V.3.répartition des longueurs tendues et comprimées	86

Chapitre VI

Figure VI.1 Illustration des différents types de portique.....	91	
Figure VI.2.Coupe transversale d'une semelle filante.	92	
Figure VI.3.Schéma statique de la poutre de rigidité à l'ELU.	93	
Figure VI.4.Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU.....	93	
Figure VI.5.Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU.	93	
Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la semelle SFE.....	94	
Figure VI.7.Schéma de ferrailage de la longrine.	95	
Figure VI.8.Schéma représentatif du voile périphérique.	96	
Figure VI.9.Répartition des contraintes sur le voile périphérique.	96	
Figure VI.10.Schéma de ferrailage du panneau D1.	96	
Figure VI.11.Coupe A-A' du panneau D1.	99	
Figure VI.12.Schéma de ferrailage du panneau D2	Figure VI.13. Coupe A-A' du panneau D2	99

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1. Caractéristiques mécanique des matériaux utilisés.	6
--	---

Chapitre II

Tableau II.1. Prédimensionnement des dalles pleines.	10
Tableau II.3. Représentation des différentes cages d'escalier.	11
Tableau II.4. Prédimensionnement des escaliers.	12
Tableau II.5. Evaluation des charges de l'acrotère.	13
Tableau II.6. Epaisseurs des voiles.	14
Tableau II.7. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres.	15
Tableau II.8. Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.	15
Tableau II.9. Evaluation des charges sur le plancher à corps creux.	15
Tableau II.10. Evaluation des charges sur le plancher terrasse accessible (corps creux).	16
Tableau II.11. Evaluation de charges sur les dalles pleines.	16
Tableau II.12. Evaluation des charges sur le palier.	16
Tableau II.13. Evaluation des charges sur les volées (1 ^{ère} SS) , (1 ^{ère} et 3 ^{ème} (RDC , SP)), (1 ^{ère} et 2 ^{ème} (EC)).	16
Tableau II.14. Evaluation des charges sur la 2 ^{ème} volée (RDC, Sous-sol).	17
Tableau II.15. Evaluation des charges sur la 2 ^{ème} volée (Soupente).	17
Tableau II.16. Evaluation des charges sur la 3 ^{ème} volée (Sous-sol).	17
Tableau II.17. Evaluation des charges sur les murs extérieurs.	17
Tableau II.18. Résultats de la descente de charge du poteau D5.	20
Tableau II.19. Vérification des poteaux à la compression simple.	22
Tableau II.20. Vérification des poteaux (Sous-sol , RDC) après redimensionnement.	23
Tableau II.21. Vérification des poteaux au flambement.	24

Chapitre III

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.	27
Tableau III.2. Les charges revenantes sur les poutrelles.	27
Tableau III.3. Les nouvelles données de la flèche après redimensionnement de la poutrelle.	32
Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du RDC.	35
Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles de la soupente.	35
Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 1 ^{er} étage.	35
Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 2, 3, 4 et 5 ^{èmes} étages.	36
Tableau III.8. Sollicitations maximales dans les types de poutrelle du 6 ^{ème} étage.	36
Tableau III.9. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 7 ^{ème} étage.	37
Tableau III.10. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 8 ^{ème} étage.	37
Tableau III.11. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 9 ^{ème} étage (niv1).	38
Tableau III.12. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.	38

Tableau III.13. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.....	39
Tableau III.14. Vérifications nécessaires à l'ELU.	40
Tableau III.15. Vérifications des contraintes à l'ELS.....	40
Tableau III.16. Vérifications de la flèche pour les autres types de poutrelles.	40
Tableau III.17 Schémas de ferrailage des poutrelles.....	41
Tableau III.18 Données des différents types de dalles pleines.	43
Tableau III.19 Vérification de la contrainte du béton en appuis.....	46
Tableau III.20 Vérification de la flèche de la DP 47 dans le sens (x-x)	47
Tableau III.21. Vérification de la flèche de la DP 47 dans le sens (y-y)	48
Tableau III.22. Ferrailage des autres panneaux de dalle	49
Tableau III.23. Ferrailage à l'ELU.....	50
Tableau III.24. Ferrailage à l'ELS	50
Tableau III.25. Ferrailage à l'ELU.	51
Tableau III.26. Ferrailage à l'ELS	52
Tableau III.27.Ferrailage des autres types d'escalier.	52
Tableau III.28.Types de poutre de chaînage.	54
Tableau III.29 Sollicitations des autres types de poutre de chaînage.....	55
Tableau III.30 Résultats obtenus pour le ferrailage des poutres de chaînage	55
Tableau III.31 Vérification des contraintes à l'ELS.	56
Tableau III.32. Combinaisons de calcul de l'acrotère.....	57
Tableau III.33. Résultats de ferrailage de l'acrotère à la flexion composée.....	58

Chapitre IV

Tableau IV.1. Section des poteaux.....	61
Tableau IV.2. Dimensions des voiles.....	62
Tableau IV.3.Périodes et participations massiques	62
Tableau IV.4.Facteur de qualité.	65
Tableau IV.5.Vérification de l'effort dynamique.	66
Tableau IV.6.Vérification de l'effort normal réduit.	67
Tableau IV.7.Vérification sous charges verticales.....	67
Tableau IV.8.Vérification sous charges horizontales.....	67
Tableau IV.9.Vérification des déplacements dans le sens x.	68
Tableau IV.10. Vérification des déplacements dans le sens y	68
Tableau IV.11.Vérification de l'effet P- Δ	69

Chapitre V

Tableau V.1.Dimensions des poutres.	71
Tableau V.2. Sollicitation et ferrailage des poutres principales (30*40) non associées aux voiles.	72
Tableau V.3. Sollicitation et ferrailage des poutres secondaires (30*35) non associées aux voiles	72
Tableau V.4. Sollicitations et ferrailage des poutres principales et secondaires associées aux voiles	73
Tableau V.5 Vérification des armatures.....	73

Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles.....	73
Tableau V.7. Vérification de l'état limite de compression.....	74
Tableau V.8. Vérification de l'état de déformation.....	74
Tableau V.9. Calcul en flexion et en torsion.....	74
Tableau V.10. Sollicitations maximales dans les poteaux non associés aux voiles.....	77
Tableau V.11. Ferrailage longitudinal des poteaux non associés aux voiles.	77
Tableau V.12. Vérification de la contrainte de cisaillement.	78
Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poteaux C20et C23.	79
Tableau V.14. Vérification de l'effort normal réduit.....	79
Tableau V.15. Calcul des armatures transversales.	80
Tableau V.16. Vérification des poteaux au flambement.	80
Tableau V.17. Vérification des contraintes à l'ELS.	81
Tableau V.18 Ferrailage des poteaux circulaires.	82
Tableau V.19. Sollicitations des poteaux associés aux voiles.....	82
Tableau V.20. Moments résistants dans les poteaux.....	83
Tableau V.21. Moments résistants dans les poutres principales.	83
Tableau V.22. Moments résistants dans les poutres secondaires.	83
Tableau V.23. Vérification des zones nodales dans le sens principal.....	84
Tableau V.24. Vérification des zones nodales dans le sens secondaire.....	84
Tableau V.25. Vérification de la zone nodale à l'étage courant	84
Tableau V.26. Sollicitations maximales dans le voile V_{x1}	86
Tableau V.27. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1}	86
Tableau V.28. Ferrailage du voile V_{x1} à tous les niveaux.	88
Tableau V.29. Ferrailage du voile V_{y1} à tous les niveaux.	89

Chapitre VI

Tableau VI.1 La somme des efforts normaux à l'ELS dans les différents types de portique ..	91
Tableau VI.2. Vérification de semelle SFE à l'ELS.	94
Tableau VI.3. Calcul de A à l'ELS.	94
Tableau VI.4. Calcul des moments.	97
Tableau VI.5. Calcul de ferrailage du panneau D_1 à l'ELU.	97
Tableau VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS.....	98
Tableau VI.7. Calcul des armatures à l'ELS.....	98
Tableau VI.8. Ferrailage du panneau D_2 à l'ELU.....	98
Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.....	99
Tableau VI.10. Calcul des armatures à l'ELS.....	99

Introduction

Introduction générale

Le génie civil désigne le domaine qui englobe la construction, à partir de la conception à la réalisation, il regroupe deux grandes catégories : les travaux publics, qui sont des constructions à usage commun fonctionnel, et les travaux préparatoires à la construction de maisons séparées.

Toute étude en génie civil consiste à étudier la faisabilité technique d'un ouvrage par des recherches et des calculs de structure, Ces derniers visent principalement à étudier l'exécution des travaux, et à définir les procédés techniques.

L'ouvrage présenté dans ce mémoire est un bâtiment multifonctionnel de R+9+entresol, et comme tout autre bâtiment il est primordial de lui concevoir une ossature stable et résistante face aux phénomènes naturels tels que le vent et le séisme. Pour cela il y a lieu de respecter les règlements et documents techniques (RPA99, BAEL, CBA93, DTR) et d'utiliser le rapport de sol donné par les laboratoires géotechniques.

Afin d'y remédier nous avons scindé notre travail en six chapitres.

En premier lieu, nous allons présenter l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux, puis on effectuera le pré dimensionnement des éléments du bâtiment, en troisième lieu, nous ferons le calcul des sous-éléments, ensuite viendra l'étude sismique de la structure qui sera modélisée à l'aide du logiciel ETABS 2016 et qui va déterminer les dimensions adoptés dans les éléments structuraux, En dernier lieu nous nous intéresserons au calcul des fondations.

Chapitre I

Généralités

I. Introduction

L'étude d'une structure nécessite une bonne description géométrique et des connaissances préalables des caractéristiques géotechniques du sol d'implantation. A ceux-ci s'ajoute la bonne connaissance et maîtrise des matériaux de construction disponible afin d'exploiter leurs caractéristiques jusqu'aux états limites. Nous présenterons dans ce présent chapitre l'ouvrage qui fait l'objet de notre étude, les différentes hypothèses de calculs ainsi que les différents règlements utilisés.

I.1 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage à étudier est une promotion immobilière en R+9 au lieu-dit « Ex-Jute-Iheddaden » wilaya de BEJAIA qui est classé en zone IIa qui est une zone de moyenne sismicité selon le RPA99/version2003.

I.2 Caractéristiques géométriques

▪ Caractéristiques architecturales

- Sous sol à usage parking
- RDC et soupenne à usage commercial
- Le reste des étages à usage habitation

▪ Dimension en élévation

- Hauteur total du bâtiment : 38,08 m
- Hauteur du sous sol : 3,23 m
- Hauteur du RDC : 3,91 m
- Hauteur de la soupenne : 3,57 m
- Hauteur de l'étage courant : 3,06 m

▪ Dimension en plan

- Longueur totale du bâtiment : 26,70 m
- Largeur totale du bâtiment : 29,80 m

I.3 Caractéristiques géotechniques du site

On constate d'après les résultats de l'étude géotechnique (rapport de sol) que la contrainte admissible du sol appliquée dans le calcul pour le bâtiment est de 1,5 bars a un ancrage de 2m de profondeur, caractéristiques correspondant à un site de catégorie ferme (S2).

I.4 Caractéristiques structurales

▪ **Contreventement** : La structure de notre projet est constituée d'une ossature en béton armé selon le RPA99/version2003, tout ouvrage situé à Bejaia (IIa) et dépassant une hauteur de 14m le système doit contenir des voiles de contreventement pour reprendre les forces verticales. Donc le système proposé est un contreventement mixte (portique/voiles avec

justification de l'interaction), le choix du nombre, dimensions et emplacement des voiles sera étudié ultérieurement.

- **Planchers** : Les planchers utilisés sont des planchers à corps creux et des planchers à dalle pleine en béton armé.
- **Escaliers** : Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment comprend plusieurs cages d'escaliers qui seront coulés sur place.
- **Terrasse** : Notre projet comporte deux types de terrasses, terrasses accessibles et inaccessible.
- **La maçonnerie** : La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en brique creuse, pour cet ouvrage nous avons deux types de murs :
 - Murs extérieurs : à doubles parois séparées par une l'âme d'air d'épaisseur 5cm.
 - Murs intérieurs : une cloison simple de 10cm d'épaisseur.
- **Revêtement** : Le revêtement du bâtiment est composé de :
 - Carrelage pour les planchers et les escaliers
 - Céramique pour la salle d'eau et la cuisine
 - Enduit en plâtre pour les murs intérieurs
 - Mortier de ciment pour les façades
- **L'infrastructure** : L'infrastructure est constituée d'un ensemble d'éléments qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage et limiter les tassements différentiels.

I.5 Les règlements et normes utilisés

- RPA99/version2003 (règlements parasismiques algériens)
- BAEL 91/99
- CBA93 (code du béton armé)
- DTR B.C.2.2 (charges permanentes et surcharges d'exploitations)
- DTR B.C.3.3.1 (règle de calcul des fondations superficielles)

I.6 Etats limites

L'état limite est l'état ou toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites vis-à-vis de la stabilité et de la résistance. Il existe deux états limites : ELU et ELS.

I.6.1 Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

I.6.2 Etat limite de service ELS

C'est l'état que doit satisfaire l'ouvrage, afin qu'il soit à usage normal et sa durabilité soit assuré, son dépassement conduit à : l'ouverture des fissures et déformation des éléments.

I.7 Actions et sollicitations

I.7.1 Les actions

Les actions sont les forces dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions :

- **Les actions permanentes (G)** : Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :
 - Le poids propre de la structure.

- Le poids des poussées des terres et des liquides.
- Le poids des revêtements et des cloisons.

▪ **Les actions variables (Q) :** Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps on distingue :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (vent et neige).
- Les effets thermiques.

▪ **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, tel que : séisme, chocs.

I.7.2 Les sollicitations

Les sollicitations sont les efforts tranchants, normaux, les moments de flexion et les moments de torsion développés dans une section par une combinaison d'action donnée.

Pour déterminer les sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

$$\text{Situation durable} \rightarrow \begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \end{cases} ; \quad \text{Situation accidentelle} \rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

I.8 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.8.1 Le béton

Le béton est un matériau de construction composé de ciment, eau, sable, granulats et d'adjuvants. Son poids volumique est de 2300 à 2500 Kg/m³, pour le béton armé on prend: $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

▪ Résistance caractéristique

✓ A la compression

La résistance à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir des essais sur des éprouvettes normalisées 16×32cm².

Pour $j < 28$ jours, on a :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,95j} \text{ Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ Mpa} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ Pour } j \leq 28 \text{ jours} \end{cases}$$

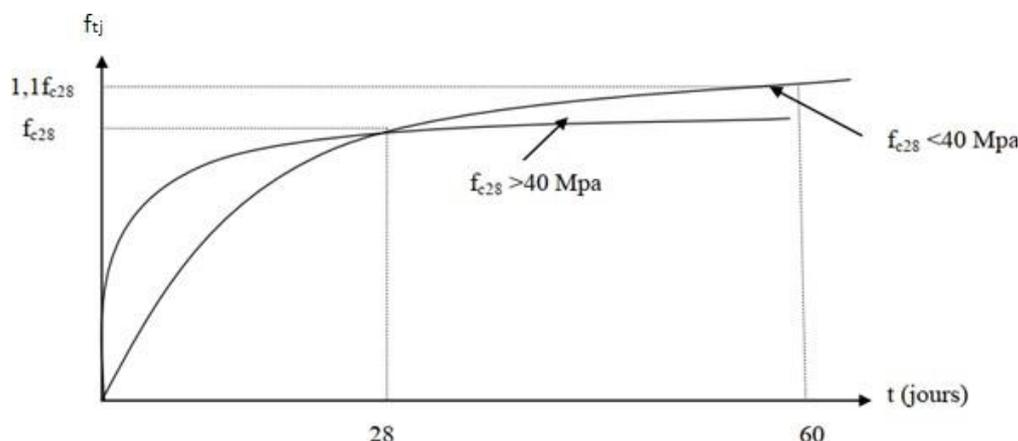


Figure I.1. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

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

✓ A la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} \\ f_{tj} = 0,275 f_{cj} & \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Pour $j=28$ jours on a : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

▪ Déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformations :

✓ Le module de déformation longitudinale instantané E_{ij}

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{\frac{1}{3}} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

✓ Le module de déformation longitudinale différé E_{vj}

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet qu'à l'âge de « j » jours, le module de déformation différé du béton est égal à :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{\frac{1}{3}} \quad \text{ou} \quad E_{vj} = \frac{E_{ij}}{3} \quad \text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}$$

▪ Module de déformation transversale

La valeur du module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

▪ Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale noté, d'après le BAEL91 (Art A.2.1.3) il sera pris égal à : $\nu = \begin{cases} 0 & \text{en ELU} \\ 0,2 & \text{en ELS} \end{cases}$

▪ Diagramme déformation-contrainte du béton

On utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit parabole-rectangle, et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

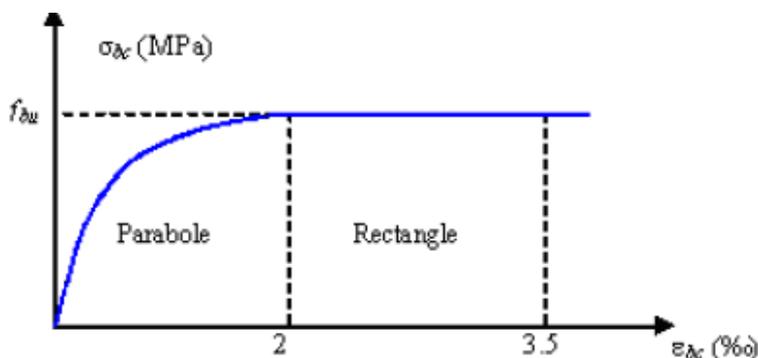


Figure I.2. Diagramme de déformation du béton.

Avec : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

f_{bu} : Contrainte de calcul

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton à la compression de béton à « j » jours

ε_{bc} : Déformation du béton en compression

$\gamma_b = 1,5$ situation courante

$\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Pour une durée d'application} > 24\text{h} \\ 0,9 & \text{Pour } 1\text{heure} \leq \text{durée} \leq 24\text{h} \\ 0,85 & \text{Pour une durée d'application} < 1\text{h} \end{cases}$$

▪ Les contraintes limites

✓ Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul à considérer résultant les combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.

–la contrainte limite du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

–la contrainte limite de cisaillement : $\tau_u = \frac{v_u}{b_0 d}$

La contrainte admissible de cisaillement est donnée par :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ Mpa} \quad \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

✓ Etat limite de service

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Pour : } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

I.8.2 L'acier

L'acier est un alliage métallique qui est principalement composé de fer et de carbone en faible pourcentage, il est caractérisé par sa bonne résistance en traction qu'en compression. Les aciers se distinguent par leur nuance et leur état de surface, on trouve :

–Les ronds lisses de nuance Fe E215, Fe E235

–Aciers à haute adhérence Fe E400, Fe E500

▪ Contrainte limite

✓ Etat limite ultime

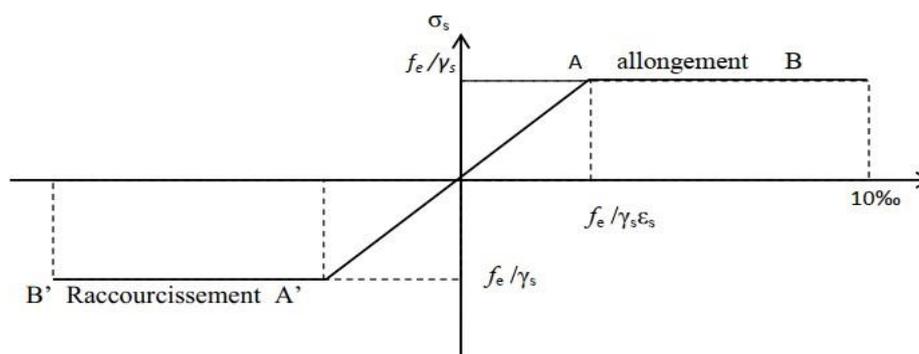


Figure I.3. Diagramme de contrainte de déformation de l'acier.

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

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{avec } E_s = 200000 \text{ MPa}$$

✓ Etat limite de service

Nous avons :

– Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire

– Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta} f_{tj}\right) = 201,63 \text{ Mpa}$

– Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta} f_{tj}\right) = 164,97 \text{ Mpa}$

Avec η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses ; $\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence

I.9 Conclusion

Tableau I.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristiques mécaniques	Valeur (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	
	A la compression	25
	A la traction	2,1
	Contrainte limite en compression à l'ELU (f_{bu})	
	Situation accidentelle	18,48
	Situation courante	14,2
	Contrainte limite de cisaillement à l'ELU (τ_u)	
FPN	3,33	
FN, FTN	2,5	
	Contrainte limite en compression à l'ELS ($\bar{\sigma}_{bc}$)	15
	Module de déformation longitudinale instantané (E_{ij})	32164,2
	Module de déformation longitudinale différé (E_{vj})	10818,87
Acier	Limite d'élasticité (f_e)	400
	Module d'élasticité (E)	2×10^5
	Contrainte limite à l'ELU (f_{st})	
	Situation accidentelle	400
	Situation courante	348
	Contrainte à l'ELS ($\bar{\sigma}_s$)	
	FPN	/
	FN	201,63
	FTN	164,97

Chapitre II

Pré dimensionnement Des Eléments

II. Introduction

Le pré-dimensionnement permet de donner des dimensions initiales aux sections de béton des différents éléments. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du BAEL91 et du RPA s'il s'agit d'un élément principal. A ce stade, nous adopterons les dimensions les plus économiques qui pourront être augmentées ultérieurement après justification de résistance.

II.1 Eléments secondaires

II.1.1 Planchers

II.1.1.1 Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est le plancher le plus utilisé dans le domaine du bâtiment. Il est composé de poutrelles, de hourdis, et de dalle de compression.

La hauteur totale du plancher h_t est conditionnée par le critère de flèche selon le CBA 93:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

L_{\max} : Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles, présentée en (**Figures II.1 et II.2**).

Si on suppose des poutres de 30cm de largeur, alors :

$$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm} \rightarrow h_t \geq \frac{455}{22,5} \rightarrow h_t \geq 20,22 \text{ cm}$$

→ On opte pour un plancher de 16+5 cm tel que $h_{cc} = 16 \text{ cm}$ et $h_{dc} = 5 \text{ cm}$

▪ La disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- 1- On dispose les poutrelles parallèlement à la plus petite portée afin de minimiser la flèche.
- 2- On dispose les poutrelles tout en assurant la continuité.

Les schémas de disposition dans les différents niveaux sont présentés sur les figures suivantes :

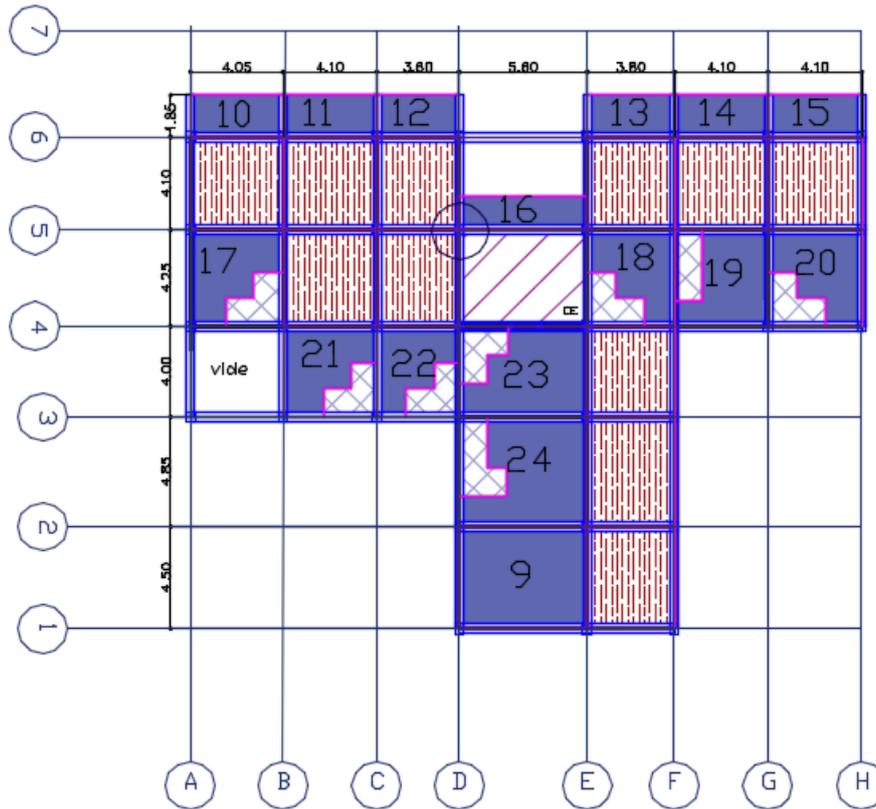


Figure II.1. Disposition des poutrelles de la soupente.

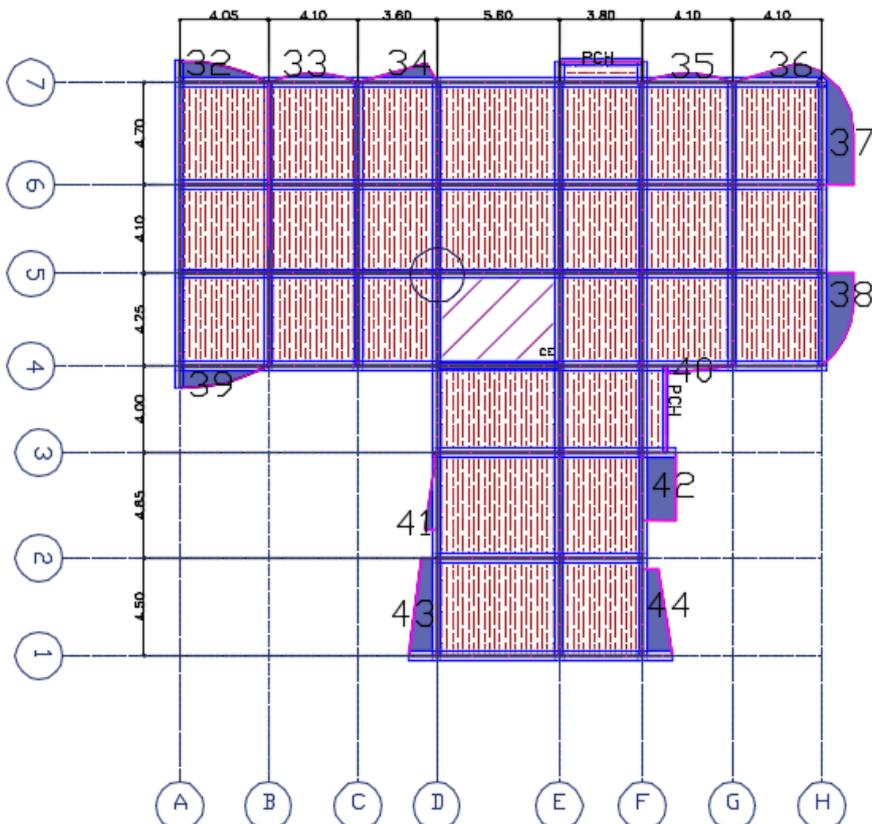


Figure II.2. Disposition des poutrelles de l'étage 2, 3, 4 et 5

▪ **Pré dimensionnement des poutrelles**

Ce sont des petites poutres coulées sur place formant l'ossature du plancher. Elles se calculent comme des sections en T (**Figure II.3**).

b : largeur de la table de compression, déterminée à partir de la condition suivante :

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

b₀=10cm, la largeur de la nervure.

L_x=55cm, la distance entenus de deux poutrelles.

L_y=370cm, distance minimale entenus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

→Après le calcul, on trouve b=65cm.

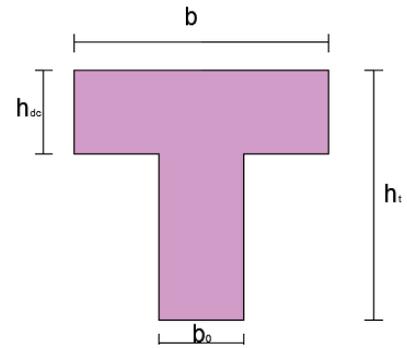


Figure II.3. Coupe transversale d'une poutrelle.

II.1.1.2 Planchers à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnées) ou ponctuels (poteaux).

Pour les dalles on définit les portées L_x et L_y mesurées entenus d'appuis (avec L_x ≤ L_y) et le rapport ρ.

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

L'épaisseur d'une dalle est déterminée en se basant sur les deux critères suivants :

▪ **Critère de résistance**

$e \geq \frac{L_x}{20}$ → Pour une dalle sur un ou deux appuis.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ → Pour une dalle sur quatre appuis avec (ρ < 0,4).

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ → Pour une dalle sur quatre appuis avec (ρ ≥ 0,4).

▪ **Résistance au feu**

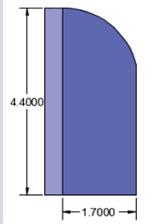
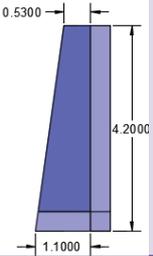
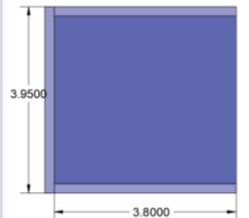
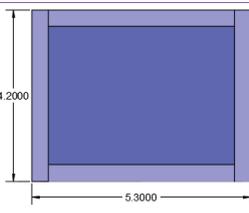
e ≥ 7cm → Pour une heure de coupe-feu.

e ≥ 11cm → Pour une deux heures de coupe-feu.

Dans notre projet, nous disposons de plusieurs panneaux de dalles pleines que nous avons illustrées sur les schémas de disposition des poutrelles. En se basant sur les critères cités ci-dessus, nous avons choisis les cas les plus défavorables pour le calcul des épaisseurs des différents panneaux.

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.1. Prédimensionnement des dalles pleines.

Type	Schémas	Etage	Lx(m)	Ly(m)	$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	e (cm)
1 appui		7	1,7	4,4	0,38	$e \geq 8,5$
2 appuis		2,3,4,5,6,7	1,1	4,2	0,26	$e \geq 5,5$
3 appuis		6	3,8	3,95	0,96	$8,44 \leq e \leq 9,5$
4 appuis		RDC, Soupente	4,2	5,3	0,79	$9,35 \leq e \leq 10,5$

→D'après les résultats de calcul et pour une bonne isolation phonique, nous adoptons une épaisseur de dalles $e = 14$ cm.

II.1.2 Escaliers

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches et de contremarches reposant sur une paillasse, permettant le passage d'un niveau à un autre.

Notre bâtiment comprend plusieurs cages d'escaliers dont la principale qui dessert tous les niveaux (**Tableau II.2**), les autres escaliers ne permettent le passage que d'un seul niveau à un autre. Ces derniers seront considérés en bois et en acier.

Tableau II.2.Représentation des différentes cages d'escalier.

Niveaux	Schémas	Niveaux	Schémas
Sous-sol		RDC	
Soupende		Etage courant	

➤ Dans ce qui suit nous présenterons un exemple de calcul des escaliers du RDC qui est un escalier à trois volées droites. On crée une poutre brisée pour appuyer la volée intermédiaire. Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm.}$$

Avec :

$$h = \frac{H}{n} \quad (n : \text{nombre de contremarches})$$

$$g = \frac{L}{(n-1)} \quad (L : \text{longueur utile})$$

▪ **1^{ère} et 3^{ème} volée**

– Calcul de **et g** : On a : $\begin{cases} L = 2.4\text{m} \\ H = 1.53\text{m} \end{cases}$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0$$

$$\rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.4)n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$\rightarrow 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 542 \rightarrow \begin{cases} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} g = \frac{240}{8} \rightarrow g = 30 \text{ cm} \\ h = \frac{153}{9} \rightarrow h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

→ $2h + g = 64$ → La condition de **BLONDEL** est vérifiée.

– **Inclinaison de la pailasse :**

$$\tan \alpha = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

– **Calcul de l'épaisseur de la pailasse (e) :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_p + L_v$$

Avec :

L : la longueur développée

L_v : la longueur de la volée

L_p : la longueur du palier

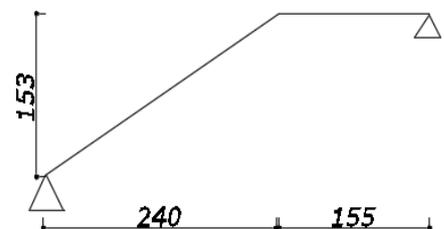


Figure II.4. Schéma de la 1^{ère} et 3^{ème} volée du RDC.

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = \sqrt{240^2 + 153^2} \rightarrow L_v = 284,62 \text{ cm}$$

$$L = 155 + 284,62 = 439,62 \text{ cm}$$

$$\rightarrow \frac{439,62}{30} \leq e \leq \frac{439,62}{20} \rightarrow 14,65 \leq e \leq 21,98$$

→ On prend $e = 15\text{cm}$

▪ **2ème volée**

Cette volée est appuyée sur une poutre brisée seulement, donc elle travaillera en console, afin d'assurer la continuité on gardera la même épaisseur $e=15\text{cm}$.

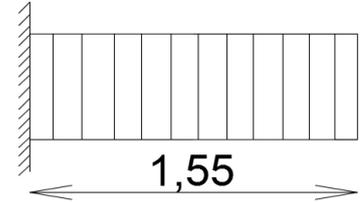


Figure II.5. Schéma statique de la 2^{ème} volée du RDC.

Les dimensions des autres types d'escaliers sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau II.3. Prédimensionnement des escaliers.

Types	Etage	Volée	Schémas statiques	L (cm)	H (m)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm) paillasse	α°
Escaliers à 3 volées	SS	1 ^{ère}		240	153	9	17	30	$14,63 \leq e \leq 21,95$	32,51
		2 ^{ème}		120	85	5	17	30	$e \geq 7,75$	35,31
		3 ^{ème}		90	68	4	17	30	$13,9 \leq e \leq 20,85$	37,07
	RDC	1 ^{ère} et 3 ^{ème}		240	153	9	17	30	$14,63 \leq e \leq 21,95$	32,51
		2 ^{ème}		120	85	5	17	30	$e \geq 7,75$	35,31
	SP	1 ^{ère} et 3 ^{ème}		240	153	9	17	30	$14,63 \leq e \leq 21,95$	32,51
2 ^{ème}			60	51	2	17	30	$e \geq 7,75$	40,36	
Escaliers à 2 volées	Etage courant	1 ^{ère} et 2 ^{ème}		240	153	9	17	30	$14,63 \leq e \leq 21,95$	32,51

II.1.3 L'acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. Ses dimensions sont présentées sur (Figure II.6)

La surface de l'acrotère est calculée comme suit :

$$S = (60 \times 15) + \frac{(14 \times 4)}{2} + (14 \times 4)$$

$$S = 0,098\text{m}^2$$

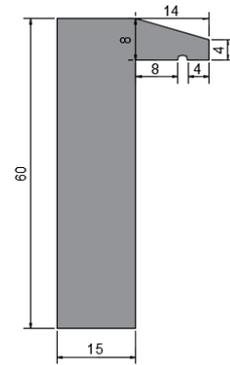


Figure II.6. Schéma statique de l'acrotère.

Tableau II.4. Evaluation des charges de l'acrotère.

Designation	h(m)	Surface(m ²)	Poids (KN/ml).		Poids propre total G(KN/ml).	Surcharge d'exploitation Q (KN/ml).
			Acrotère (e=15cm)	Enduit de ciment (1,5cm)		
Acrotère	0,6	0,098	2,46	0,21	2,67	1

II.2 Eléments principaux

II.2.1 Les poutres

La hauteur h des poutres est déterminée par la formule suivante :

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

L_{max} : Longueur maximale de la poutre entre nus d'appuis.

II.2.1.1 Poutres principales(PP)

En supposant des poteaux de (30×30) :

$$L_{max} = 560 - 30 = 530 \text{ cm} \rightarrow 35.33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm}$$

On prend : h = 40 cm et b = 30 cm

II.2.1.2 Poutres secondaires (PS)

$$L_{max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm} \rightarrow 30.33 \text{ cm} \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$$

On prend : h=35 cm et b = 30 cm.

▪ Vérifications des exigences du RPA99/2003 :

– $h \geq 30 \text{ cm}$

– $b \geq 20 \text{ cm}$

$$-\frac{h}{b} \leq 4$$

→ On voit que ces conditions sont vérifiées pour les poutres principales et secondaires.

II.2.1.3 Poutre brisée (RDC, Sous-sol)

$$L = 2,15 + \sqrt{1,2^2 + 0,85^2} + 1,95$$

$$\rightarrow L = 5,57\text{m} \rightarrow 37,13 \leq h \leq 55,7$$

On prend : h=40cm et b=30 cm (dimensions qui vérifient les conditions du RPA citées plus haut).



Figure II.7. Schéma statique de la poutre brisée.

II.2.1.4 Poutre palière (Escaliers EC)

$L=5,6-0,3=5,3\text{ m}$

→ $35,33 \leq h \leq 53$

On prend : $h=40\text{ cm}$ et $b=30\text{ cm}$ (dimensions qui vérifient les conditions du RPA citées plus haut).

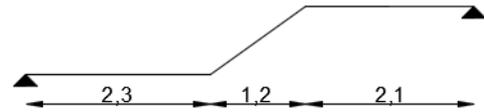


Figure II.8. Schéma statique de la poutre palière.

II.2.1.5 Poutre de chaînage

Nous disposons dans notre projet de plusieurs poutres de chaînage dans les différents niveaux (2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème}) qui sont représentés dans les plans de dispositions des poutrelles.

$L=4,1-0,3=3,8 \rightarrow 25,33 \leq h \leq 38$

On prend : $h=30\text{ cm}$ et $b=25\text{ cm}$

II.2.2 Les voiles

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA99/2003:

Pour un voile de section simple :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{ cm}\right)$$

Avec : h_e : hauteur libre du voile (Figure II.9)

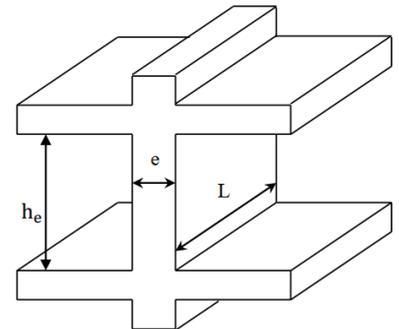


Figure II.9. Coupe transversale d'un voile.

Le tableau suivant résume les résultats de calcul de l'épaisseur des voiles aux différents niveaux :

Tableau II.5. Epaisseurs des voiles.

Etage	h_e (cm)	$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{ cm}\right)$	e (cm)
Etage courant	$306-30=276$	$e \geq \max(13,8; 15)$	$e=15$
Soupenite	$357-30=327$	$e \geq \max(16,35; 15)$	$e=20$
RDC	$391-30=361$	$e \geq \max(18,05; 15)$	$e=20$

L'épaisseur adoptée pour les voiles est de 20cm

II.2.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91, une fois la résistance à la compression vérifiée, ces poteaux doivent répondre aux critères de stabilité de forme et aux conditions du RPA99V2003. Le (Tableau II.7) présente les dimensions supposées des poteaux, elles seront fixées après la descente de charges:

D'après le RPA99/version 2003 : (Zone IIa)

▪ Poteaux rectangulaires

– $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{ cm}$

– $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

– $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

▪ Poteaux circulaires

– $D \geq 30\text{ cm}$

– $D \geq \frac{h_e}{15}$

Tableau II.6. Dimensions préliminaires des poteaux et leurs poids propres.

Poteaux	Niveaux	Sections (cm ²)	Hauteur(m)	Poids(KN)
Rectangulaires	Sous-sol	(45x40)	3,23	14,53
	RDC	(45x40)	7,48	33,66
	1 ^{er} et 2 ^{ème}	(40x40)	3,06	12,24
	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	(40x35)	3,06	10,71
	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	(35x35)	3,06	9,37
	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	(35x30)	3,06	8,03
	9 ^{ème} (1 et 2)	(30x30)	3,06	6,88
Circulaires	1 ^{er} et 2 ^{ème}	45	3,06	12,16
	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	40	3,06	9,6
	5 ^{ème}	35	3,06	7,35

II.3 Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.7. Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		e (m)	ρ (KN/ m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection		0,04	20	0,8
Etanchéité multicouche		0,02	6	0,12
Isolation thermique		0,04	4	0,16
Plancher	Corps creux	0,21	/	3,1
	Dalle pleine e=14cm	0,14	25	3,5
Enduit de ciment		0,02	10	0,20
Forme de pente		0,1	22	2,20
Charge permanente G	Corps creux			6,58
	Dalle pleine			6,98
Charge d'exploitation Q				1

Tableau II.8. Evaluation des charges sur le plancher à corps creux.

Désignation des éléments	e(m)	ρ (KN/ m ³)	Poids(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher à corps creux(16+5)	0,21	/	3,1
Cloisons de séparation	0,10	/	1,00
Enduit de ciment	0,02	10	0,20
Charge permanente G			5,46
Qétage courant			1,5
Qétage commercial(RDC, Soupente)			5
Qbureau (1 ^{er} étage)			2,5

Tableau II.9. Evaluation des charges sur le plancher terrasse accessible (corps creux).

Désignation des éléments	e (m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids(KN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Corps creux (16+5)	0,21	/	3,1
Enduit	0,02	10	0,2
Forme de pente	0,1	22	2,20
Charge permanent G			6.66
Charge d'exploitation Q			1.5

Tableau II.10. Evaluation de charges sur les dalles pleines.

Désignation des éléments	e(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids(kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher à dalle pleine	0,14	25	3,50
Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanent G			5,02
Q_{balcons}			3,5
Q_{étage courant}			1,5

Tableau II.11. Evaluation des charges sur le palier.

Désignation des éléments	e(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids(kN/m^2)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,02	18	0.36
Charge permanente G			5,27
Charge d'exploitation Q	Etage courant		2,5
	1^{er} étage (bureaux)		2,5
	RDC, soupente		5

Tableau II.12. Evaluation des charges sur les volées (1^{ère} SS) , (1^{ère} et 3^{ème} (RDC , SP)), (1^{ère} et 2^{ème} (EC)).

Désignation des éléments	e(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids(kN/m^2)
Dalle pleine	0,15/cos(32,51)	25	4,44
Carrelage	Horizontal	0,02	0,44
	Vertical	0,02h/g	0,25
Mortier de pose	Horizontal	0,02	0,40
	Vertical	0,02h/g	0,23
Enduit de ciment	0,02/cos(32,51)	18	0,43
Poids des marches	(h/2)	22	1,87
Charge permanente G			8,06
Q_{sous-sol} et Q_{RDC}			5
Q_{étage courant} et Q_{soupente}			2,5

Tableau II.13. Evaluation des charges sur la 2ème volée (RDC,Sous-sol).

Désignation des éléments		e(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids(kN/m ²)
Dalle pleine		0,15/cos(35,31)	25	4,59
Carrelage	Horizontal	0,02	22	0,40
	Vertical	0,02h/g	22	0,25
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,40
	vertical	0,02h/g	20	0,23
Enduit de ciment		0,02/cos(35,31)	18	0,44
Poids des marches		(h/2)	22	1,87
Charge permanentes G				8,18
Charge d'exploitation Q				5

Tableau II.14. Evaluation des charges sur la 2ème volée (Soupente).

Désignation des éléments		e(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids(kN/m ²)
dalle pleine		0,15/cos(40,36)	25	4,92
Carrelage	Horizontal	0,02	22	0,40
	Vertical	0,02h/g	22	0,25
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,40
	vertical	0,02h/g	20	0,23
Enduit de ciment		0,02/cos(40,36)	18	0,47
Poids des marches		(h/2)	22	1,87
Charge permanentes G				8,54
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.15. Evaluation des charges sur la 3ème volée (Sous-sol).

Désignation des éléments		e(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids(kN/m ²)
Dalle pleine		0,15/cos(37,07)	25	4,69
Carrelage	Horizontal	0,02	22	0,40
	Vertical	0,02h/g	22	0,25
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,40
	vertical	0,02h/g	20	0,23
Enduit de ciment		0,02/cos(37,07)	18	0,45
Poids des marches		(h/2)	22	1,87
Charge permanente G				8,29
Charge d'exploitation Q				5

Tableau II.16. Evaluation des charges sur les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e(m)	$\rho(\text{KN}/\text{m}^3)$	Poids(kN/m ²)
Brique creuse	0,15	9	1,35
Brique creuse	0,10	9	0,9
Enduit extérieur en ciment	0,015	18	0,27
Enduit intérieur en plâtre	0,015	10	0,15
Charges permanente G			2,67

II.4 Descente de charges

On appelle la descente de charge, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment, du plus haut niveau vers le plus bas (les fondations). Pour notre cas, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité, le DTR exige d'appliquer la loi de dégression sur la surcharge Q sur ces niveaux.

▪ La loi de dégression des charges

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment) :

– Sous la terrasse : Q_0

– Sous le 9^{ème} étage (niv2) : Q_0+Q_1

– Sous le 9^{ème} étage (niv1) : $Q_0+ 0,95(Q_1+ Q_2)$

– Sous le 8^{ème} étage: $Q_0+ 0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$

– Sous le 7^{ème} étage : $Q_0+ 0,85(Q_1+ Q_2+ Q_3+ Q_4)$

– Sous le 6^{ème} étage : $Q_0+ 0,80(Q_1+ Q_2+ Q_3+Q_4+Q_5)$

– Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$): $Q_0+\frac{3+n}{2 \times n} + (Q_1+Q_2+Q_3+\dots+Q_n)$

Avec : n: le numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Remarque : Pour notre cas, la dégression sera appliquée à tous les niveaux d'habitation, mais au 1^{er} étage (bureaux), elle sera appliquée à la fraction de la charge d'exploitation égale à cette dernière diminuée de 1KN/m^2 (DTR BC2.2). Pour les locaux commerciaux (RDC, Soupente) les charges d'exploitation Q sont prises en compte sans abattement.

La descente de charges sera effectuée pour deux poteaux qui nous semblent être les plus chargés. Il s'agit du poteau D5 et du poteau D6. Le calcul sera présenté seulement pour le poteau D5.

▪ Les surfaces afférentes du poteau D5

✓ La toiture :

$$Q_{t.i} = 1\text{KN/m}^2$$

$$S_1 = 5,03\text{m}^2 \quad G_1 = 35,10\text{KN} \quad Q_1 = 5,03\text{KN}$$

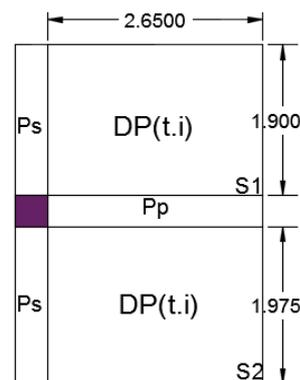
$$S_2 = 5,23 \text{ m}^2 \quad G_2 = 36,5\text{KN} \quad Q_2 = 5,23\text{KN}$$

$$\sum S = 10,26\text{m}^2 \quad \sum G = 71,6\text{KN} \quad \sum Q = 10,26\text{KN}$$

$$P_{pp} = 25 \times 0,4 \times 0,3 \times (2,65) = 7,95\text{KN}$$

$$P_{ps} = 25 \times 0,35 \times 0,3 \times (1,9 + 1,975) = 10,17\text{KN}$$

$$\sum P_p = 18,12 \text{ KN}$$



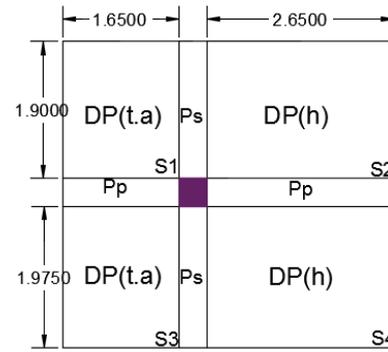
✓ Etage 9 (niv2) :

$$Q_{t.a} = 1,5\text{KN/m}^2 ; Q_h = 1,5\text{KN/m}^2$$

$$S_1 = 3,13 \text{ m}^2 \quad G_1 = 15,71\text{KN} \quad Q_1 = 4,69\text{KN}$$

$$S_2 = 5,03 \text{ m}^2 \quad G_2 = 25,25\text{KN} \quad Q_2 = 7,54\text{KN}$$

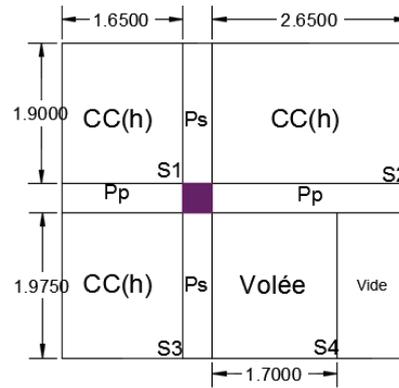
$$\begin{aligned}
 S3 &= 3,25 \text{ m}^2 & G3 &= 16,31 \text{ KN} & Q3 &= 4,87 \text{ KN} \\
 S4 &= 5,23 \text{ m}^2 & G4 &= 26,25 \text{ KN} & Q4 &= 7,84 \text{ KN} \\
 \Sigma S &= 16,64 \text{ m}^2 & \Sigma G &= 83,52 \text{ KN} & \Sigma Q &= 24,94 \text{ KN} \\
 P_{pp} &= 25 \times 0,4 \times 0,3 \times (1,65 + 2,65) = 12,9 \text{ KN} \\
 P_{ps} &= 25 \times 0,35 \times 0,3 \times (1,9 + 1,975) = 10,17 \text{ KN} \\
 \Sigma P_p &= 23,07 \text{ KN}
 \end{aligned}$$



✓ Etage 9 (niv1), 8, 7, 6, 5, 4, 3 et 2 :

$$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; Q_h = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

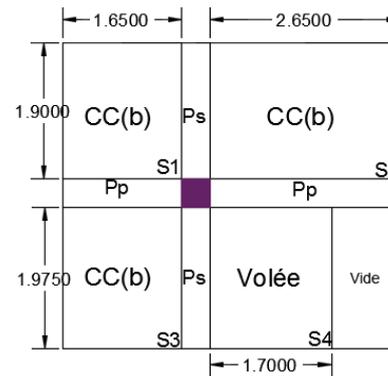
$$\begin{aligned}
 S1 &= 3,13 \text{ m}^2 & G1 &= 17,08 \text{ KN} & Q1 &= 4,69 \text{ KN} \\
 S2 &= 5,03 \text{ m}^2 & G2 &= 27,46 \text{ KN} & Q2 &= 7,54 \text{ KN} \\
 S3 &= 3,25 \text{ m}^2 & G3 &= 17,74 \text{ KN} & Q3 &= 4,87 \text{ KN} \\
 S4 &= 3,35 \text{ m}^2 & G4 &= 27 \text{ KN} & Q4 &= 8,37 \text{ KN} \\
 \Sigma S &= 14,76 \text{ m}^2 & \Sigma G &= 89,28 \text{ KN} & \Sigma Q &= 25,47 \text{ KN} \\
 \Sigma P_p &= 23,07 \text{ KN}
 \end{aligned}$$



✓ Etage 1 :

$$Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2 ; Q_b = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 S1 &= 3,13 \text{ m}^2 & G1 &= 17,08 \text{ KN} & Q1 &= 7,82 \text{ KN} \\
 S2 &= 5,03 \text{ m}^2 & G2 &= 27,46 \text{ KN} & Q2 &= 12,57 \text{ KN} \\
 S3 &= 3,25 \text{ m}^2 & G3 &= 17,74 \text{ KN} & Q3 &= 8,12 \text{ KN} \\
 S4 &= 3,35 \text{ m}^2 & G4 &= 27 \text{ KN} & Q4 &= 8,37 \text{ KN} \\
 \Sigma S &= 14,76 \text{ m}^2 & \Sigma G &= 89,28 \text{ KN} & \Sigma Q &= 36,88 \text{ KN} \\
 \Sigma P_p &= 23,07 \text{ KN}
 \end{aligned}$$



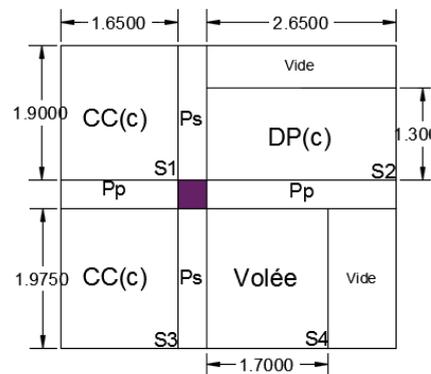
$$Q_s = (1,5) \times (S1 + S2 + S3) = 17,11 \text{ (Soumis à la dégression)}$$

$$Q_n = (S1 + S2 + S3) + (2,5 \times S4) = 19,78 \text{ (non soumis à la dégression)}$$

✓ Soupente :

$$Q_v = 5 \text{ KN/m}^2 ; Q_c = 5 \text{ KN/m}^2$$

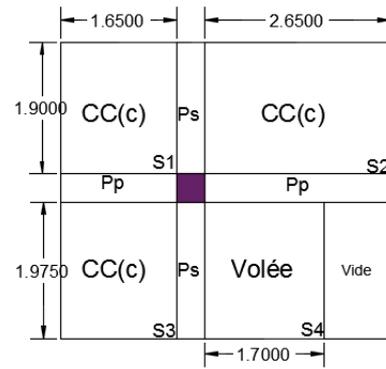
$$\begin{aligned}
 S1 &= 3,13 \text{ m}^2 & G1 &= 17,08 \text{ KN} & Q1 &= 15,65 \text{ KN} \\
 S2 &= 3,44 \text{ m}^2 & G2 &= 17,26 \text{ KN} & Q2 &= 17,2 \text{ KN} \\
 S3 &= 3,25 \text{ m}^2 & G3 &= 17,74 \text{ KN} & Q3 &= 16,25 \text{ KN} \\
 S4 &= 3,35 \text{ m}^2 & G4 &= 27 \text{ KN} & Q4 &= 16,75 \text{ KN} \\
 \Sigma S &= 13,17 \text{ m}^2 & \Sigma G &= 79,08 \text{ KN} & \Sigma Q &= 65,85 \text{ KN} \\
 \Sigma P_p &= 23,07 \text{ KN}
 \end{aligned}$$



✓ RDC :

$$Q_v = 5 \text{ KN/m}^2 ; Q_c = 5 \text{ KN/m}^2$$

S1=3,13 m ²	G1=17,08KN	Q1=15,65KN
S2=5,03 m ²	G2=27,46KN	Q2=25,15KN
S3=3,25 m ²	G3=17,74KN	Q3=16,25KN
S4=3,35 m ²	G4=27KN	Q4=16,75KN
$\Sigma S=14,76 \text{ m}^2$	$\Sigma G=89,28\text{KN}$	$\Sigma Q=73,8\text{KN}$
$\Sigma P_p = 23,07 \text{ KN}$		



Les résultats de la descente de charge du poteau (D5), sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.17. Résultats de la descente de charge du poteau D5.

Etage	Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse	N13	plancher	71,6	$Q_0=10,26$
		poutres	18,12	
	somme		89,72	$Q_{n13}=10,26$
Etage 09 (niv2)	N12	venant de N13	89,72	$Q_1= 24,94$
		plancher	83,52	
		poutres	23,07	
		poteaux	6,88	
somme		203,19	$Q_{n12}=35,2$	
Etage 09 (niv1)	N11	venant de N12	203,19	$Q_2= 25,47$
		plancher	89,28	
		poutres	23,07	
		poteaux	6,88	
somme		322,42	$Q_{n11}=58,14$	
Etage 08	N10	venant de N11	322,42	$Q_3= 25,47$
		plancher	89,28	
		poutres	23,07	
		poteaux	8,03	
somme		442,8	$Q_{n10}=78,55$	
Etage 07	N9	venant de N10	442,8	$Q_4=25,47$
		plancher	89,28	
		poutres	23,07	
		poteaux	8,03	
somme		563,18	$Q_{n9}=96,40$	
Etage 06	N8	venant de N09	563,18	$Q_5=25,47$
		plancher	89,28	
		poutres	23,07	
		poteaux	9,37	
somme		684,9	$Q_{n8}=111,71$	
		venant de N08	684,9	
		plancher	89,28	

Etage 05	N7	poutres	23,07	$Q_6=25,47$
		poteaux	9,37	
	somme		806,62	$Q_{n7}=124,47$
Etage 04	N6	venant de N07	806,62	$Q_7=25,47$
		Plancher	89,28	
		Poutres	23,07	
		Poteaux	10,71	
	somme		929,68	$Q_{n6}=136,46$
Etage 03	N5	venant de N06	929,68	$Q_8=25,47$
		Plancher	89,28	
		Poutres	23,07	
		Poteaux	10,71	
	Somme		1052,74	$Q_{n5}=149,87$
Etage 02	N4	venant de N05	1052,74	$Q_9=25,47$
		Plancher	89,28	
		Poutres	23,07	
		Poteaux	12,24	
	Somme		1177,33	$Q_{n4}=161,20$
Etage 01	N3	venant de N04	1177,33	$Q_{10}=Q_s+Q_{ns}$
		Plancher	89,28	
		Poutres	23,07	
		Poteaux	12,24	
	Somme		1301,92	$Q_{n3}=189,81$
Soupente	N2	venant de N03	1301,92	$Q_{11}=65,85$
		Plancher	79,08	
		Poutres	23,07	
		Poteaux	16,06	
	Somme		1420,13	$Q_{n2}=255,66$
RDC	N1	venant de N02	1420,13	$Q_{12}=73,8$
		Plancher	89,28	
		Poutres	23,07	
		Poteaux	17,59	
	Somme		1550,07	$Q_{n1}=329,46$
Sous-sol	N0	venant de N01	1550,07	
		Poutres	23,07	
		Poteau	14,53	
	Somme		1587,67	329,46
	ELU		1.35G=2143,35	1.5Q=494,19
	Effort normal à la base du poteau		2637,54	

Les résultats obtenus montrent que l'effort normal ultime (N_u) du poteau (D5) est important

que celui de (E5) ce qui conduit à conclure que le poteau le plus sollicité de la structure est le poteau (D5).

Voici les détails de calcul de la loi de dégression

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{13} \rightarrow Q_{n13} = Q_0 \\ N_{12} \rightarrow Q_{n12} = Q_0 + Q_1 \\ N_{11} \rightarrow Q_{n11} = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) \\ N_{10} \rightarrow Q_{n10} = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) \\ N_9 \rightarrow Q_{n9} = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) \\ N_8 \rightarrow Q_{n8} = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) \\ N_7 \rightarrow Q_{n7} = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) \\ N_6 \rightarrow Q_{n6} = Q_0 + 0,71(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) \\ N_5 \rightarrow Q_{n5} = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) \\ N_4 \rightarrow Q_{n4} = Q_0 + 0,66(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) \\ N_3 \rightarrow Q_{n3} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_s) + Q_{ns} \\ N_2 \rightarrow Q_{n2} = Q_{n3} + Q_{11} \\ N_1 \rightarrow Q_{n1} = Q_{n2} + Q_{12} \end{array} \right.$$

II.5 Les vérifications nécessaires

II.5.1 Vérification à la compression simple

On doit vérifier que : $\frac{N_u^*}{B} \leq \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

Selon CBA 93, l'effort normal ultime de compression Nu doit être majoré de 10% car il appartient à un portique à plus de deux travées :

$$N_u^* = 2637,54 \times 1,1 = 2901,29 \text{ KN}$$

$$\rightarrow B \geq \frac{2901,29 \times 10^{-3}}{14,2} = 0,204 \text{ m}^2$$

Or $B = 0,45 \times 0,4 = 0,18 \text{ m}^2 \rightarrow B = 0,18 \text{ m}^2 < 0,204 \text{ m}^2 \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée

Tableau II.18. Vérification des poteaux à la compression simple.

Etage	Sections (cm ²)	Nu*(KN)	B(m ²)	Bcal(m ²)	B>Bcal
Sous-sol	45×40	2901,29	0,18	0,205	Non vérifiée
RDC	45×40	2586,78	0,18	0,182	Non vérifiée
Soupenne	45×40	2300,66	0,18	0,162	vérifiée
1 ^{er}	40×40	2042,30	0,16	0,143	vérifiée
2 ^{ème}	40×40	1831,19	0,16	0,128	Vérifiée
3 ^{ème}	40×35	1646,00	0,14	0,115	Vérifiée
4 ^{ème}	40×35	1459,75	0,14	0,102	Vérifiée
5 ^{ème}	35×35	1275,64	0,1225	0,089	Vérifiée
6 ^{ème}	35×35	1092,18	0,1225	0,076	Vérifiée
7 ^{ème}	35×30	904,89	0,105	0,063	Vérifiée
8 ^{ème}	35×30	715,60	0,105	0,050	Vérifiée
9 ^{ème} (niv1)	30×30	522,47	0,09	0,036	Vérifiée
9 ^{ème} (niv2)	30×30	327,10	0,09	0,023	Vérifiée

→Les poteaux du Sous-sol et RDC ne sont pas vérifiées ce qui fait que nous allons augmenter leurs sections.

Tableau II.19. Vérification des poteaux (Sous-sol , RDC) après redimensionnement.

Etage	Sections (cm ²)	B(m ²)	B ^{cal} (m ²)	B > B ^{cal}
Sous-sol	50×45	0,225	0,205	vérifiée
RDC	45×45	0,202	0,182	vérifiée

II.5.2 Vérification au flambement

D'après le CBA93, la vérification suivante est indispensable:

$$Nu^* \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow 0 \leq \lambda \leq 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élanement: $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement $l_f = 0,7 \times l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage

i : Rayon de giration, tel que $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ (I : moment d'inertie)

▪ Exemple de calcul

Vérification au flambement pour le poteau du sous-sol

$$I = \frac{0,5 \times 0,45^3}{12} = 3,79 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{3,79 \times 10^{-3}}{0,225}} = 0,129 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 \rightarrow l_f = 0,7 \times 3,23 = 2,26$$

$$\lambda = \frac{2,261}{0,129} = 17,52 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \times \left(\frac{17,52}{35}\right)^2} = 0,809$$

D'après le BAEL 91, on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \rightarrow B_r \geq \frac{2,90}{0,809 \times \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]}$$

$$\rightarrow B_{rcal} = 0,162 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (b - 2)(h - 2) = (50 - 2)(45 - 2)$$

$$B_r = 2064 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 2064 > 0,162 \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée le poteau ne risque pas de flamber.

En suivant les étapes précédentes, on va vérifier le poteau de chaque niveau, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.20. Vérification des poteaux au flambement.

Etage	H (m)	l_f (m)	I (m ⁴)	i(m)	λ	α	Nu* (MN)	B_r (m ²)	B_{real} (m ²)	Obs
Sous-sol	3,23	2,26	$3,79 \times 10^{-3}$	0,129	17,52	0,809	2,901	0,206	0,162	Vérifiée
RDC	3,91	2,737	$3,41 \times 10^{-3}$	0,129	21,21	0,800	2,586	0,184	0,144	Vérifiée
Soupenne	3,57	2,499	$2,4 \times 10^{-3}$	0,115	21,73	0,798	2,300	0,163	0,128	Vérifiée
1 ^{er}	3,06	2,142	$2,13 \times 10^{-3}$	0,115	18,62	0,812	2,042	0,144	0,113	Vérifiée
2 ^{ème}	3,06	2,142	$2,13 \times 10^{-3}$	0,115	18,62	0,812	1,831	0,144	0,102	Vérifiée
3 ^{ème}	3,06	2,142	$1,42 \times 10^{-3}$	0,100	21,42	0,801	1,646	0,125	0,091	Vérifiée
4 ^{ème}	3,06	2,142	$1,42 \times 10^{-3}$	0,100	21,42	0,801	1,459	0,125	0,081	Vérifiée
5 ^{ème}	3,06	2,142	$1,25 \times 10^{-3}$	0,101	21,20	0,802	1,275	0,109	0,071	Vérifiée
6 ^{ème}	3,06	2,142	$1,25 \times 10^{-3}$	0,101	21,20	0,802	1,092	0,109	0,060	Vérifiée
7 ^{ème}	3,06	2,142	$7,87 \times 10^{-4}$	0,086	24,90	0,785	0,904	0,092	0,050	Vérifiée
8 ^{ème}	3,06	2,142	$7,87 \times 10^{-4}$	0,086	24,90	0,785	0,715	0,092	0,039	Vérifiée
9 ^{ème} (1)	3,06	2,142	$6,75 \times 10^{-4}$	0,086	24,90	0,785	0,522	0,078	0,029	Vérifiée
9 ^{ème} (2)	3,06	2,142	$6,75 \times 10^{-4}$	0,086	24,90	0,785	0,327	0,078	0,018	Vérifiée

II.6 Conclusion

- Les planchers corps creux sont des planchers (16+5).
- Epaisseur des planchers dalle pleine $e = 14$ cm.
- Epaisseur des voiles $e = 20$ cm
- Epaisseur des volées d'escaliers $e = 15$ cm.
- Section des poutres : principales (30×40) cm², poutres secondaires (30×35) cm².
- Les poteaux :
 - Sous-sol (45×40) cm²
 - RDC, Soupenne (45×40) cm²
 - 1^{er}, 2^{ème} (40×40) cm²
 - 3^{ème}, 4^{ème} (40×35) cm²
 - 5^{ème}, 6^{ème} (35×30) cm²
 - 7^{ème}, 8^{ème} (35×30) cm²
 - 9(1),9(2) (30×30) cm²

Chapitre III

Calcul Des Eléments Secondaires

III. Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux, indépendants de l'action sismique et qui n'ont pas de fonction porteuse ou de contreventement.

III.1 Calcul des planchers

III.1.1 Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux, qui servent de coffrage perdu, de poutrelles, qui reprennent les efforts de traction, et d'une dalle de compression pour reprendre les efforts de compression.

III.1.1.1 Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis à la flexion simple. Pour le calcul des sollicitations on utilise des méthodes appropriées applicables en béton armé : Méthode forfaitaire, Méthode de Caquot...Etc.

▪ Méthode forfaitaire (MF)

Cette méthode ne peut être appliquée que si les conditions suivantes sont satisfaites.

• Conditions d'application de la méthode forfaitaire

1. Le plancher est à surcharge modérée $\rightarrow Q \leq \min(2G, 5 \text{Kn/m}^2)$
2. Le rapport de dimension entre deux travées successives $\frac{L_i}{L_{i+1}} \in [0,8 ; 1,25]$.
3. Les moments d'inertie sont constants sur toutes les travées.
4. La fissuration est considérée comme peu nuisible (F.P.N).

• Calcul des moments au niveau des appuis

Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

- $M_a = -0,6 M_0$ Pour une poutre à deux travées
- $M_a = -0,5 M_0$ Pour les appuis intermédiaires voisins de rive, pour une poutre à trois travées ou plus.
- $M_a = -0,4 M_0$ Pour les autres travées intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Tel que : M_0 c'est le moment isostatique max des moments dans les deux travées encadrant l'appui.

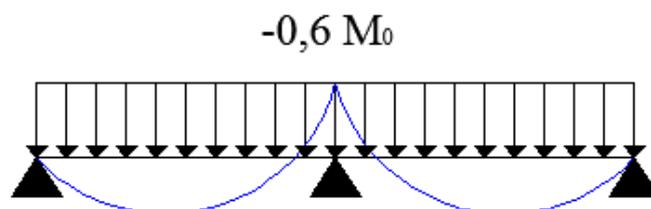


Figure III.1. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 travées.

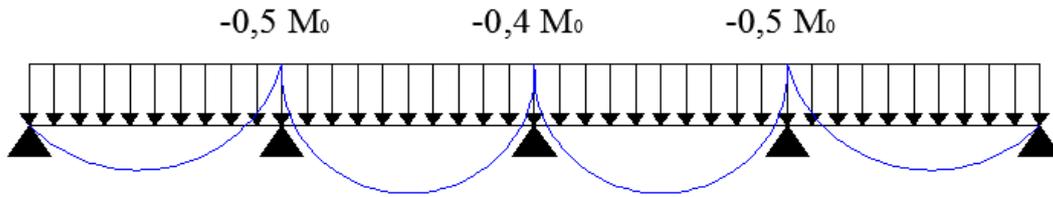


Figure III.2. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

• **Calcul du moment en travée M_t**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par la méthode suivante

- $M_{t_1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1,05] \times M_0$
- $\begin{cases} M_{t_2} \geq \frac{(1+0.3\alpha)}{2} M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire.} \\ M_{t_2} \geq \frac{(1,2+0.3\alpha)}{2} M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \end{cases}$

Et on prend le maximum entre M_{t_1} et M_{t_2} avec

- M_g : Moment au niveau de l'appui de gauche.
- M_d : Moment au niveau de l'appui de droite.
- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Degré de surcharge.

• **Effort tranchant**

Pour l'évaluation des efforts tranchants sur les appuis on suppose une discontinuité entre travée (l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique $q \cdot l/2$) sauf sur les appuis intermédiaires on tient compte de la continuité en majorant l'effort isostatique de :

- 15% pour une poutre à deux travées.
- 10% pour une poutre à plus de deux travées

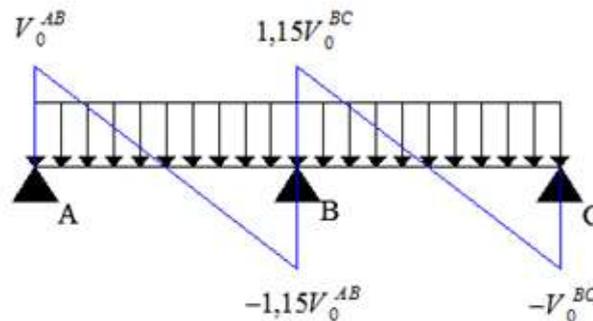


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées.

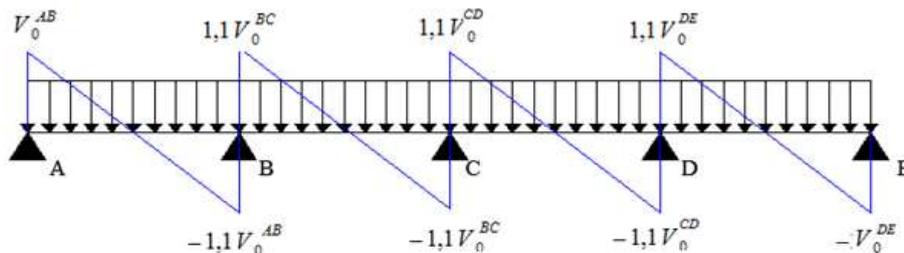


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées.

A. Les différents types de poutrelles

Nous disposons de 13 types de poutrelles qui seront illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles.

Types	Schémas	Étages
T1		1,2,3,4,5,6
T2		1
T3		RDC, 1,2,3,4,5,6, 7,8,9
T4		SP,1,2,3,4, 5,6,7(T.A)
T5		RDC, SP 1,2,3,4,5,6, 7,8,9
T6		RDC
T7		Soupenne
T8		SP,6,8
T9		8 (T.I)
T10		9
T11		9
T12		2,3,4,5
T13		2,3,4,5,6,7, 8

B. Calcul des charges revenantes sur les poutrelles

A L'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q \rightarrow q_u = 0,65 * P_u$

A L'ELS : $P_s = G + Q \rightarrow q_s = 0,65 * P_s$

Tableau III.2. Les charges revenantes sur les poutrelles.

Désignation	G (Kn/m ²)	Q(Kn/m ²)	ELU		ELS	
			qu (Kn/m ²)	Pu(Kn/m ²)	qs(Kn/m ²)	Ps(Kn/m ²)
Terrasse inaccessible	6,58	1	6,74	10,38	4,92	7,58
Etage courant	5,46	1,5	6,25	9,62	4,52	6,96
1 ^{er} étage(bureaux)	5,46	2,5	7,22	11,12	5,17	7,96
RDC (commerce)	5,46	5	9,66	14,87	6,8	10,46
Terrasse accessible	6,66	1,5	7,30	11,24	5,3	8,16

C. Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Dans ce qui suit, nous allons exposer un exemple de calcul (Type 6, RDC) afin d'illustrer la démarche à suivre, pour cela nous utiliserons la Méthode forfaitaire.

▪ Schéma statique

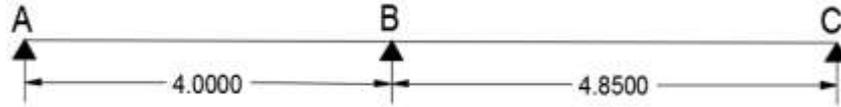


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle.

▪ Calcul des moments

➤ Moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_u^{AB} = 19,32 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_s^{AB} = 13,6 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_0^{BC} = \frac{ql^2}{8} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_u^{BC} = 28,4 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_s^{BC} = 19,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments aux appuis :

– Appuis intermédiaires

$$M_a^{\text{int}} = -0,6 M_0^{\text{max}} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } M_u^{\text{int}} = -17,04 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_s^{\text{int}} = -11,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

– Appui de rive

$$M_a^{\text{rive}} = -0,15 M_0 \text{ Avec } M_0 = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \text{ELU : } M_u^{\text{rive}} = -4,26 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_s^{\text{rive}} = -2,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{5}{5+5,46} = 0,47$$

$$\begin{cases} 1 + 0,3 \alpha = 1,141 \\ 1,2 + 0,3 \alpha = 1,34 \end{cases}$$

○ Travée AB

$$M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \max \begin{cases} 1,14(M_0^1) \\ 1,05M_0^1 \end{cases}$$

$$M_t^{AB} \geq 1,14 M_0^1 - \frac{M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} \geq 1,14 M_0^1 - 0,3M_0^2 \rightarrow M_t^{AB} \geq 1,14 M_0^1 - 0,3M_0^2 \dots(1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0^1 \rightarrow M_t^{AB} \geq 0,67M_0^1 \dots(2)$$

○ Travée BC

$$M_t^{BC} + \frac{M_B + M_C}{2} \geq \max \begin{cases} 1,14\alpha(M_0^2) \\ 1,05M_0^2 \end{cases}$$

$$M_t^{BC} \geq 1,14 M_0^2 - \frac{M_B}{2}$$

$$M_t^{BC} \geq 1,14 M_0^2 - 0,3 M_0^2 \rightarrow M_t^{BC} \geq 0,84 M_0^2 \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0^2 \rightarrow M_t^{BC} \geq 0,67 M_0^2 \dots (2)$$

Entre (1) et (2) on choisit le max.

$$\text{ELU : } M_{tu}^{AB} = 13,50 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ts}^{AB} = 9,5 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELU : } M_{tu}^{BC} = 23,94 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_{ts}^{BC} = 16,79 \text{ KN.m}$$

▪ Effort tranchant

○ Travée AB

$$V_A = \frac{q_u l_1}{2} = 19,32 \text{ KN} ; V_B = -1,15 \frac{q_u l_1}{2} = -22,21 \text{ KN}$$

○ Travée BC

$$V_B = 1,15 \frac{q_u l_2}{2} = 26,93 \text{ KN} ; V_C = -\frac{q_u l_2}{2} = -23,42 \text{ KN}$$

D. Ferrailage des poutrelles

Les poutrelles sont ferrillées avec les sollicitations maximales (M_t^{\max} , M_a^{\max} et V^{\max})

a) Ferrailage longitudinal

Voici les données :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 23,94 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -17,04 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -4,26 \text{ KN.m} \\ V = -26,93 \text{ KN} \end{cases} ; \text{ELS} \begin{cases} M_t = 16,79 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -11,97 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2,99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 10 \text{ cm} ; h = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; d = 19 \text{ cm} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; F_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

▪ Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,05 \left(0,19 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0,0761 \text{ MN.m}$$

$$M_{tu} = 0,0761 \text{ MN.m} > 0,02394 \text{ MN} \rightarrow \text{Calcul d'une section rectangulaire (b} \times \text{h)}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,02394}{14,2 \times 0,65 \times 0,19^2} = 0,0718 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,0718 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Ce qui donne : } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}} = \frac{0,02394}{0,183 \times 348}$$

$$\text{On a : } \alpha = 0,092 ; z = 0,183 \text{ m}$$

$$\text{D'où : } A_t = 3,75 \text{ cm}^2, \text{ avec } f_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Condition de non fragilité} \rightarrow A_t^{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_t^{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,19 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_t^{min} = 1,49 \text{ cm}^2 < A_t = 3,74 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{condition vérifiée}$$

▪ **Ferraillage aux appuis**

– Appui intermédiaire ($b_0 \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{0,01704}{14,2 \times 0,1 \times 0,19^2} = 0,332 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\mu_{bu} = 0,332 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Ce qui donne : } A_t = \frac{M_a^{int}}{z \times f_{st}} = \frac{0,01704}{0,150 \times 348}$$

$$\alpha = 0,525 \quad ; \quad z = 0,150 \text{ m} \rightarrow A_t = 3,26 \text{ cm}^2$$

– Appui de rive ($b_0 \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{0,00426}{14,2 \times 0,1 \times 0,19^2} = 0,083 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,083 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Ce qui donne : } A_t = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{0,00426}{0,181 \times 348}$$

$$\alpha = 0,108 \quad ; \quad z = 0,181 \text{ m} \rightarrow A_t = 0,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Condition de non fragilité} \rightarrow A_a^{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_a^{min} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_a^{min} = 0,29 \text{ cm}^2 < A_a^{int} = 3 \text{ cm}^2 \\ A_a^{min} = 0,29 \text{ cm}^2 < A_a^{riv} = 0,67 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ **Remarque :**

On constate que la section des armatures est importante, elle risque d'être augmentée après la vérification de la flèche, pour cela on préfère la vérifier à ce niveau pour décider de la suite à donner au calcul.

Voici les sections de ferraillage choisies:

– En travée: $A_t = 3,74 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 2HA14 + 1HA10 = 3,87 cm²

– En appui intermédiaire : $A_a^{int} = 3,2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 2HA16 = 4,02 cm²

– En appui de rive : $A_a^{rive} = 0,67 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Soit 1HA16 = 2,01 cm²

• **Vérification de la flèche**

✓ **Conditions de vérification de la flèche**

Données : $L = 4,85 \text{ m}, M_0^s = 19,99 \text{ KN.m}, M_t^s = 0,84 M_0^s = 16,79 \text{ KN.m}$

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

1) $h \geq \frac{M_t^s}{15 M_0^s} \times l \rightarrow h = 21 \text{ cm} < 27,15 \text{ cm} \dots\dots\text{condition non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} \rightarrow A = 3,87 \text{ cm}^2 > 1,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{condition non vérifiée}$

3) $L = 4,85 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots\dots\text{condition vérifiée}$

Puisque les deux premières conditions ne sont pas vérifiées , donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} ; L < 5 \text{ m}, \quad \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4,85}{500} = 9,7 \text{ mm}$$

Δf : la flèche à calculer selon le BAEL, en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissures,...)

$$\Delta f = (f^{gv} - f^{ji}) + (f^{pi} - f^{gi}) \dots (\text{BAEL91/99})$$

✓ Calcul des moments en travée sous les différents chargements

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,84 \times G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 0,84 \times j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 0,84 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{ser}^g = 8,76 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 6,58 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 16,79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Avec $j = (G - G^{\text{revêtement}}) = 5,46 - (0,4 + 0,4 + 0,36 + 0,2) = 4,1 \text{ KN.m}$

▪ Modules de Young instantané et différé

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3 \times E_v = 3245646 \text{ MPa}$$

▪ Coefficients λ, μ

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,1 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 0,84 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_0}{b_0 \times d} = \frac{3,87}{10 \times 19} = 2,03\%$$

▪ Calcul de σ_{st}

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 130,59 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 98,09 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 250,31 \text{ MPa} \end{cases}$$

Avec : $I = 14086,13 \text{ cm}^4$; $y = 5 \text{ cm}$

$$\begin{cases} \mu^g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,710 \\ \mu^j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,634 \\ \mu^p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,836 \end{cases}$$

▪ Calcul des moments d'inerties fissurés

$$y_G = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15Ad}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A}$$

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

$$y_G = 7,35 \text{ cm} ; I_0 = 24721,52 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_f^{gi} = \frac{1,1 I_0}{1+\lambda_i \times \mu^g} = 10960 \text{ cm}^4 \\ I_f^{ji} = \frac{1,1 I_0}{1+\lambda_i \times \mu^j} = 11664 \text{ cm}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1,1 I_0}{1+\lambda_i \times \mu^p} = 9868 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gv} = \frac{1,1 I_0}{1+\lambda_v \times \mu^g} = 17034 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

▪ Calcul des flèches

$$\begin{cases} f^{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{gi}} = 5,79 \text{ mm} \\ f^{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{ji}} = 4,08 \text{ mm} \\ f^{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{pi}} = 12,33 \text{ mm} \\ f^{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_f^{gv}} = 11,18 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f^{gv} - f^{ji}) + (f^{pi} - f^{gi})$$

$$\Delta f = 13,64 \text{ mm} > \bar{f} = 9,7 \text{ mm}$$

→ On remarque que la flèche n'est pas vérifiée, on propose d'augmenter la hauteur totale du plancher corps creux à (20+4), la largeur de la nervure à $b_0=12\text{cm}$ et la section d'acier à $2\text{HA}14+1\text{HA}12= 4,21 \text{ cm}^2$ (en travée).

Ce qui donne :

Tableau III.3. Les nouvelles données de la flèche après redimensionnement de la poutrelle.

Résultats Données	ρ et λ		Y, I et I ₀		σ		μ		I _f		f	
	J=4,1 (KN/m)	ρ	0,015	Y(cm)	5,63	σ _{stj} (MPa)	77,70	μ _j	0,479	I _f ^{ji} (cm ⁴)	18544	f ^{ji} (mm)
G=5,46 (KN/m)	I _f ^{gi} (cm ⁴)									16654	f ^{gi} (mm)	3,81
P=10,46 (KN/m)	λ _i	2,57	I (cm ⁴)	20789	σ _{stg} (MPa)	103,48	μ _g	0,577	I _f ^{gv} (cm ⁴)	25980	f ^{gv} (mm)	7,33
A=4,21 (cm ²)									I _f ^{pi} (cm ⁴)	14122	f ^{pi} (mm)	8,61
L=4,85m	λ _v	1,03	I ₀ (cm ⁴)	37687	σ _{stp} (MPa)	198,24	μ _p	0,750				
H=24cm												
Δf = 9,56mm < f̄ = 9,7mm (la flèche est vérifiée)												

La suite de calcul se fera avec les nouvelles dimensions ($b_0 = 12\text{cm}$, $h_{cc} = 20 + 4$).

b) Ferrailage transversal

$$\varphi_t \geq \min\left(\varphi_l^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\varphi_t \geq \min(12; 6,85mm; 12mm)$$

On choisit $\varphi_t = 8mm$

$$A_t = 2\varphi 8 = 1,01cm^2$$

E. Les vérifications nécessaires

a) à l'ELU

▪ **Vérification de rupture par cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{(b_0 \times d)} = \frac{26,93 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,22} = 1,02MPa$$

$$FPN \rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3,33MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de rupture par cisaillement

▪ **Espacement des armatures**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \rightarrow S_t \leq 19,8cm \\ S_t \leq \frac{A_t f_e}{0,4b_0} \rightarrow S_t \leq 84,16cm \\ S_t \leq \frac{0,8A_t f_e}{b_0(\tau_u - 0,3f_{t28})} \rightarrow S_t \leq 69,05cm \end{array} \right. \rightarrow \text{D'où } S_t = 15cm$$

▪ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant V_u**

– Appui de rive

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1,15}{400} \times 26,93 \times 10^{-3} = 0,77 cm^2$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} \rightarrow A_l = 4,21 + 1,13 = 5,34 \rightarrow A_l \geq 0,77 \text{ (condition vérifiée)}$$

– Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a^{int}}{0,9d} \right) \rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \left(26,93 \times 10^{-3} - \frac{17,04 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right) = -1,70$$

$A_l = -1,70 < 0 \rightarrow$ Pas de vérification au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

▪ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right); \text{ Avec } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 26,5 cm$$

$$\rightarrow \tau_1^u = \frac{0,265 \times 26,93 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,65 \times 0,04 \times 0,22} = 1,38 MPa < \bar{\tau} = 3,33 MPa$$

\rightarrow Donc pas de risque de rupture à la jonction table de nervure.

▪ **Vérification de la compression de la bielle du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{\alpha \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\alpha = \min[0,9d; (l - 4)cm]$; (l : largeur de l'appui)

$$\alpha = \min(0,9d; (45 - 4)cm) = 19,8 cm$$

$$\text{Ce qui donne : } V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28} \rightarrow 26,93KN < 158,59KN$$

Donc la bielle est vérifiée.

b) à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Ouvertures des fissures (les contraintes)
- Déformations (flèche)

▪ Vérification des contraintes○ **En travée**

$A = 4,21 \text{ cm}^2$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 22 \text{ cm}$; $M_t = 16,79 \text{ KN.m}$

-Position de l'axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 A(d - h_0) = -616,7$$

$H < 0 \rightarrow$ Alors l'axe neutre ne passe pas par la table de compression

\rightarrow Calcul d'une section en T

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

-Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [(b - b_0)h_0 + 15A]y - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} - 15Ad = 0 \rightarrow y = 5,84 \text{ cm}$$

-Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15A(d - y)^2 = 0 \rightarrow I = 20697 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{16,79 \times 10^{-3}}{20697 \times 10^{-8}} \times 0,0584 = 4,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas de risque de fissures en travée.

○ **En appui intermédiaire**

$A = 2,67 \text{ cm}^2$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 22 \text{ cm}$; $M_a^{int} = -11,97 \text{ KN.m}$

$M_a^{int} < 0 \rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

-Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \rightarrow y = 4,66 \text{ cm}$$

-Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 0 \rightarrow I = 14230 \text{ cm}^4$$

Donc : $\sigma_{bc} = \frac{11,97 \times 10^{-3}}{14230 \times 10^{-8}} \times 0,0466 = 3,92 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ pas de risque de fissure au niveau des appuis.

III.1.1.2 Calcul de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression se fait dans les deux sens :

✓ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 4\phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ Avec $St = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,33\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_{\parallel} = 4\phi 6/\text{ml} = 1,13\text{cm}^2/\text{ml}$ Avec $St = 25\text{cm} \leq 30\text{cm}$

Donc on adopte un treillis soudé $\phi 6$ de mailles (150× 150) ce qui satisfait les sections précédentes.

◆ Les résultats de calculs des sollicitations maximales à L'ELU et à L'ELS des différents types de poutrelles par niveau sont résumés dans les tableaux qui suivent :

Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du RDC.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_u (KN)	Evaluation des moments		
	Ma^{rive} (KN.m)	Ma^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma^{rive} (KN.m)	Ma^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)
T3	-4	-13,34	23,84	-24,98	-2,81	-9,38	16,77
T5	-4	-16,01	22,51	-26,12	-2,81	-11,26	15,83
T6	-4,26	-17,04	23,94	26,93	2,99	-11,97	16,79
Max	-4,26	-17,04	23,94	-26,93	-2,99	-11,97	16,79

Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles de la soupenite.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_u (KN)	Evaluation des moments		
	Ma^{rive} (KN.m)	Ma^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma^{rive} (KN.m)	Ma^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)
T4	-4,26	-14,21	20,87	25,78	-2,99	-9,99	14,68
T7	-3,27	-13,09	18,40	23,62	-2,30	-9,21	12,94
T8	-3,04	0	20,31	19,81	-2,58	0	14,28
Max	-4,26	-14,21	20,87	25,78	-2,99	-9,99	14,68

Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 1er étage.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_u (KN)	Evaluation des moments		
	Ma^{rive} (KN.m)	Ma^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma^{rive} (KN.m)	Ma^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)
T1	-3,18	-10,62	16,85	-19,28	-2,28	-7,60	12,06
T2	-2,99	-9,98	16,85	-18,68	-2,14	-7,14	12,06
T3	-2,99	-9,98	16,85	-18,68	-2,14	-7,14	12,06

T4	-3,18	-10,62	14,70	19,28	-2,28	-7,60	10,52
T5	-2,99	-11,97	15,85	-19,53	-2,14	-8,57	11,34
Max	-3,18	-11,97	16,85	-19,53	-2,28	-8,57	12,06

Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 2, 3, 4 et 5èmes étages.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)
T1	-2,75	-9,19	14,07	-16,68	-1,99	-6,65	10,17
T3	-2,58	-8,63	14,07	-16,16	-1,87	-6,24	10,17
T4	-2,75	-9,19	12,25	-16,68	-1,99	-6,65	8,86
T5	-2,58	-10,36	13,20	-16,90	-1,87	-7,49	9,55
T12	-1,87	0	12,50	12,50	-1,35	0	9,04
T13	-1,69	0	11,28	11,88	-1,22	0	8,16
Max	-2,75	-10,36	14,07	-16,90	-1,99	-7,49	10,17

Tableau III.8. Sollicitations maximales dans les types de poutrelle du 6ème étage.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)
T1	-2,75	-9,19	14,07	-16,68	-1,99	-6,65	10,17
T3	-2,58	-8,63	14,07	-16,16	-1,87	-6,24	10,17
T4	-2,75	-9,19	12,25	-16,68	-1,99	-6,65	8,86
T5	-2,58	-10,36	13,20	-16,90	-1,87	-7,49	9,55
T8	-1,97	0	13,14	12,82	-1,42	0	9,50
T13	-1,69	0	11,28	11,88	-1,22	0	8,16
Max	-2,75	-10,36	14,07	-16,90	-1,99	-7,49	10,17

Tableau III.9. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 7ème étage.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)
T3	-2,58	-8,63	14,07	-16,16	-1,87	-6,24	10,17
T4	-3,22	-10,74	14,14	19,49	-2,33	-7,79	10,26
T5	-2,58	-10,36	13,20	-16,90	-1,87	-7,49	9,55
T13	-1,69	0	11,28	11,88	-1,22	0	8,16
Max	-3,22	-10,74	14,14	19,49	-2,33	-7,79	10,26

Tableau III.10. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 8ème étage.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)
T3	-2,58	-8,63	14,07	-16,16	-1,87	-6,24	10,17
T5	-2,58	-10,36	13,20	-16,90	-1,87	9,55	-7,49
T8	-1,97	0	13,14	12,82	-1,42	0	9,50
T9(t.i)	-2,56	0	17,08	15,85	-1,87	0	12,47
T13	-1,69	0	11,28	11,88	-1,22	0	8,16
Max	-2,58	-10,36	17,08	-16,90	-1,87	9,55	12,47

Tableau III.11. Sollicitations maximales dans les types de poutrelles du 9^{ème} étage (niv1).

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)
T3	-2,58	-8,63	14,07	-16,16	-1,87	-6,24	10,17
T5	-2,58	-10,36	13,20	-16,90	-1,87	9,55	-7,49
T10	-2,58	0	17,26	14,69	-1,87	0	12,49
T11	-2,11	0	14,12	13,29	-1,53	0	10,21
Max	-2,58	-10,36	17,26	-16,90	-1,87	9,55	12,49

Ce tableau suivant résume toutes les sollicitations maximales choisies pour le ferrailage:

Tableau III.12. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (KN)	Evaluation des moments		
	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)		Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{inter} (KN.m)	Mt (KN.m)
RDC (T6)	-4,26	-17,04	23,94	-26,93	-2,99	-11,97	16,79
Soupenite (T4)	-4,26	-14,21	20,87	25,78	-2,99	-9,99	14,68
1^{er} étage	-3,18 (T1)	-11,97 (T5)	16,85 (T1)	-19,53 (T5)	-2,28 (T1)	-8,57 (T5)	12,06 (T1)
2,3,4,5,6^{ème} étage	-2,75 (T1)	-10,36 (T5)	14,07 (T1)	-16,90 (T5)	-1,99 (T1)	-7,49 (T5)	10,17 (T1)
7^{ème} étage (T4)	-3,22	-10,74	14,14	19,49	-2,33	-7,79	10,26
8^{ème} étage	-2,58 (T5)	-10,36 (T5)	17,08 (T9)	-16,90 (T5)	-1,87 (T5)	9,55 (T5)	12,47 (T9)
9^{ème} étage	-2,58 (T5)	-10,36 (T5)	17,26 (T10)	-16,90 (T5)	-1,87 (T5)	9,55 (T5)	12,49 (T10)

Voici le ferrailage des autres types de poutrelles :

Tableau III.13. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.

Niveaux	Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$
Soupente	Travée	20,87	0,046	0,058	0,214	2,80	1,49	2HA12+1HA10=3,05cm ²
	Appui intermédiaire	14,21	0,172	0,237	0,199	2,05	0,29	2HA12=2,26cm ²
	Appui de rive	4,26	0,051	0,065	0,214	0,57	0,29	1HA12=1,13cm ²
Etage 1	Travée	16,58	0,037	0,047	0,215	2,21	1,49	3HA10=2,36cm ²
	Appui intermédiaire	11,97	0,145	0,196	0,202	1,70	0,29	1HA12+1HA10=1,92cm ²
	Appui de rive	3,18	0,038	0,048	0,215	0,42	0,29	1HA10=0,79cm ²
Etage 2 → Etage 6	Travée	14,07	0,031	0,039	0,216	1,87	1,49	3HA10=2,36cm ²
	Appui intermédiaire	10,36	0,125	0,167	0,205	1,45	0,29	2HA10=1,57cm ²
	Appui de rive	2,75	0,033	0,041	0,216	0,36	0,29	1HA10=0,79cm ²
Etage 7	Travée	14,14	0,031	0,039	0,216	1,88	1,49	3HA10=2,36cm ²
	Appui intermédiaire	10,74	0,130	0,174	0,204	1,51	0,29	2HA10=1,57cm ²
	Appui de rive	3,22	0,039	0,049	0,215	0,43	0,29	1HA10=0,79cm ²
Etage 8 (T.I)	Travée	17,08	0,038	0,048	0,215	2,28	1,49	3HA10=2,36cm ²
	Appui intermédiaire	10,36	0,125	0,167	0,205	1,45	0,29	2HA10=1,57cm ²
	Appui de rive	2,58	0,031	0,039	0,216	0,34	0,29	1HA10=0,79cm ²
Etage 9 (niv1)	Travée	17,26	0,038	0,048	0,215	2,3	1,49	3HA10=2,36cm ²
	Appui intermédiaire	10,36	0,125	0,167	0,205	1,45	0,29	2HA10=1,57cm ²
	Appui de rive	2,58	0,031	0,039	0,216	0,34	0,29	1HA10=0,79cm ²

Remarque :

Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_{trans} = 2HA8 = 1,01cm^2$$

Les vérifications des autres types de poutrelle sont illustrées dans les tableaux suivants:

Tableau III.14. Vérifications nécessaires à l'ELU.

Niveaux	Cisaillement $\tau^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales A_l (cm^2) \geq		Bielle V_u $< 0,267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f$	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9d})$		
Soupenste	0,97 < 3,33	4,18 > 0,74	5,31 > -1,32	25,78 < 158,59	1,32 < 3,33
Etage1	0,73 < 3,33	3,15 > 0,56	4,28 > -1,95	19,53 < 158,59	1 < 3,33
Etage(2 → 6)	0,64 < 3,33	3,15 > 0,48	3,93 > -1,25	16,90 < 158,59	0,86 < 3,33
Etage 7	0,73 < 3,33	3,15 > 0,56	3,93 > -1,65	19,49 < 158,59	1 < 3,33
Etage 8	0,64 < 3,33	3,15 > 0,48	3,93 > -1,25	16,90 < 158,59	0,86 < 3,33
Etage 9	0,64 < 3,33	3,15 > 0,48	3,93 > -1,25	16,90 < 158,59	0,86 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.15. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Niveaux	Position	M^s (KN.m)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	Contraintes $\sigma \leq \bar{\sigma}$ (MPa)	observation
Soupenste	Travée	14,68	3,05	4,97	15912,20	4,58 < 15	Vérifiée
	Appui	-9,99	2,26	8,67	20144,13	4,29 < 15	Vérifiée
Etage1	Travée	12,06	2,36	4,39	12810,01	4,13 < 15	Vérifiée
	Appui	-8,57	1,92	8,15	17253,59	4,04 < 15	Vérifiée
Etage 1 → Etage 6	Travée	10,17	2,36	4,39	12810,01	3,48 < 15	Vérifiée
	Appui	-7,49	1,57	7,53	14181,67	3,97 < 15	Vérifiée
Etage 7	Travée	10,26	2,36	4,39	12810,01	3,51 < 15	Vérifiée
	Appui	-7,79	1,57	7,53	14181,67	4,13 < 15	Vérifiée
Etage 8	Travée	12,47	2,36	4,39	12810,01	4,27 < 15	Vérifiée
	Appui	-9,55	1,57	7,53	14181,67	5,07 < 15	Vérifiée
Etage 9	Travée	12,49	2,36	4,39	12810,01	4,28 < 15	Vérifiée
	Appui	-9,55	1,57	7,53	14181,67	5,07 < 15	Vérifiée

La vérification de la flèche des autres types de poutrelles est résumée dans le tableau suivant :

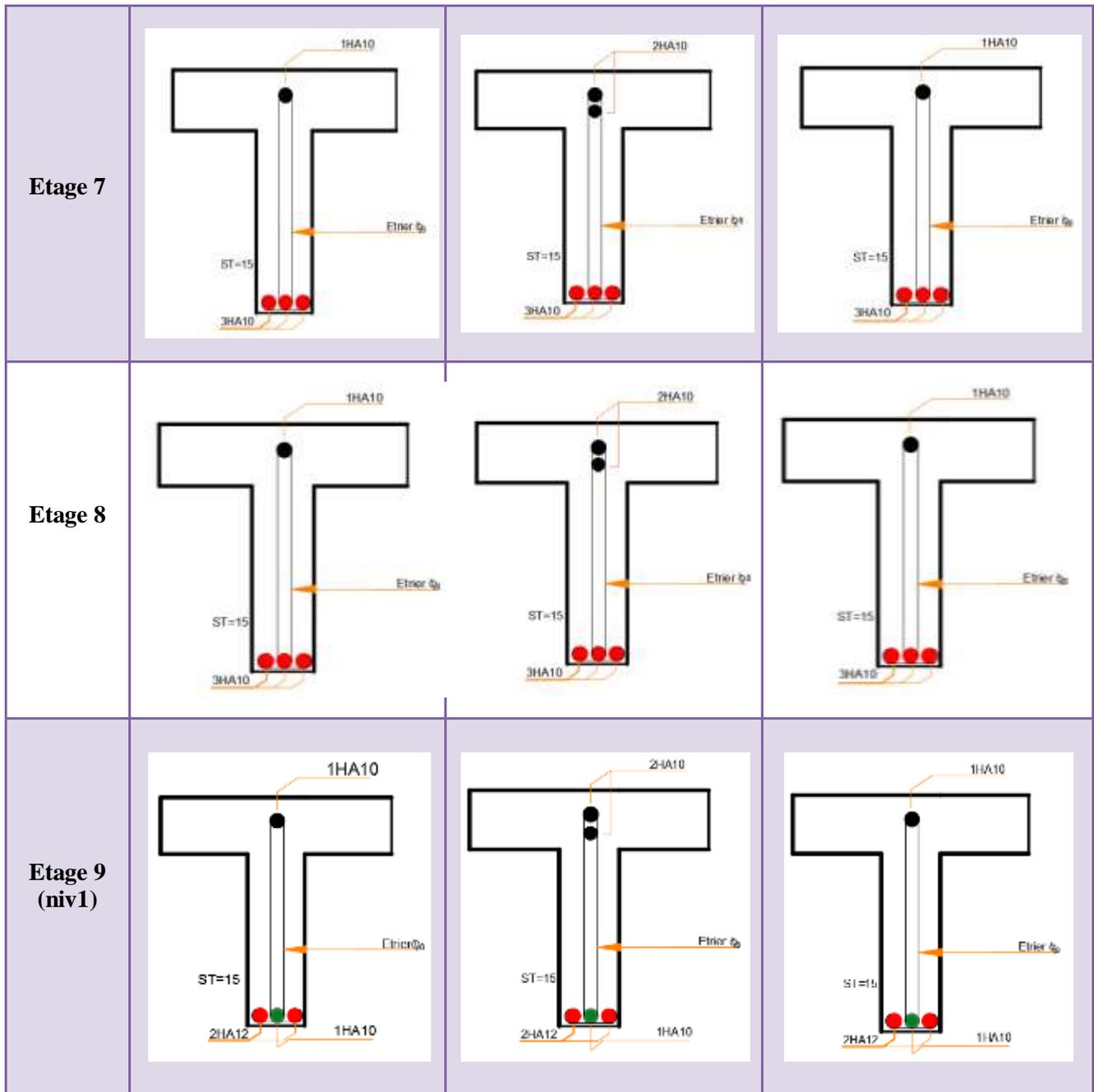
Tableau III.16. Vérifications de la flèche pour les autres types de poutrelles.

Niveaux	Soupenste	Etage 1	Etage 2, 3, 4, 5,6	Etage 7	Etage 8	Etage 9 (niv1)
A (cm^2)	3HA12= 3,39	3HA14= 4,62	3HA10= 2,36	3HA10= 2,36	3HA10= 2,36	2HA12+1HA10= 3,05
Δf (mm)	9,67	9,64	8,11	7,72	8,29	8,10
f_{adm} (mm)	9,7	9,7	9,7	9,7	9	9,4
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

III.1.1.3 Schéma de ferrailage des poutrelles :

Tableau III.17 Schémas de ferrailage des poutrelles.

Plancher	En travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
RDC			
Soupenne			
Etage 1			
Etage 2, 3, 4, 5, 6			



- Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

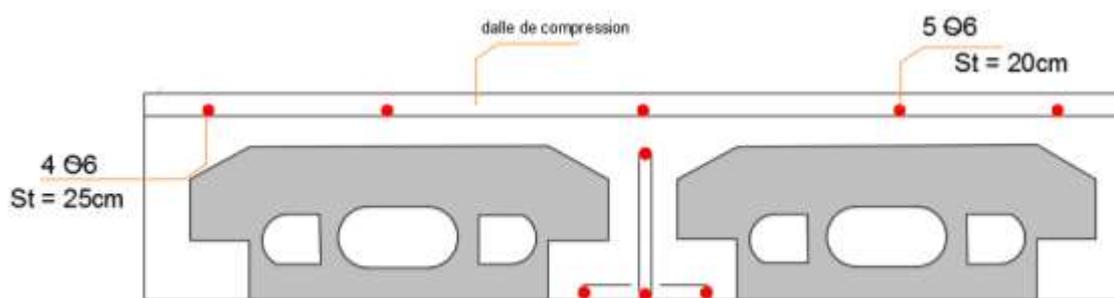
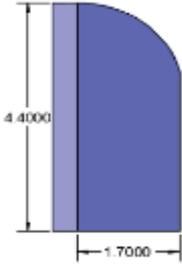
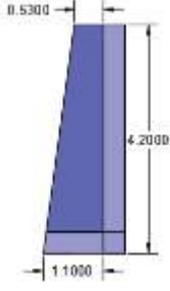
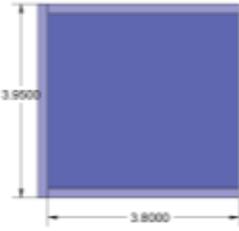
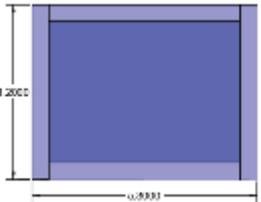


Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.1.2 Plancher à dalle pleine

Le plancher à dalle pleine est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux ne peut pas être utilisé tel que pour les balcons, les terrasses accessibles...etc.

Tableau III.18 Données des différents types de dalles pleines.

Types	Schémas	Lx (m)	Ly (m)	ρ	ELU		ELS	
					μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
DP50		1,7	/	/	/	/	/	/
DP43		1,1	4,2	0,26	/	/	/	/
DP47		3,8	3,95	0,96	/	/	/	/
DP9		4,2	5,3	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978

Pour les valeurs de μ_x et μ_y voir annexe A.

Pour notre cas on va étudier le type D47 du 6^{ème} étage qui repose sur 3 appuis :

III.1.2.1 Calcul des sollicitations à L'ELU

▪ Evaluation des charges

$$\begin{cases} G = 5,02 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

A L'ELU : $P_u = (1,35G + 1,5 Q) \rightarrow P_u = 12,02 \text{ KN/m}^2$

A L'ELS : $P_s = (G + Q) \rightarrow P_s = 8,52 \text{ KN/m}^2$

▪ **Calcul des sollicitations**

$\rho = 0,96 > 0,4 \rightarrow$ Dalle travaillant selon deux sens

$$l_x = 3,8 \geq \frac{l_y}{2} = 1,975 \rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{q l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{q l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} \end{cases}$$

A L'ELU: $\begin{cases} M_0^x = 30,86 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 58,21 \text{ KN.m} \end{cases}$

A L'ELS: $\begin{cases} M_0^x = 21,87 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 41,25 \text{ KN.m} \end{cases}$

▪ **Correction des moments compte tenue de l'encastrement**

Selon le BAEL, les moments M_0 calculés doivent être corrigés :

En travée : $\begin{cases} M_t = 0,85 M_0 (\text{travée de rive}) \\ M_t = 0,75 M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{cases}$

En appui : $\begin{cases} M_a = -0,3 M_0 (\text{appui de rive}) \\ M_t = -0,5 M_0 (\text{appui intermédiaire}) \end{cases}$

○ En travée : $M_t = 0,85 M_0$ (travée de rive)

ELU $\rightarrow \begin{cases} M_t^x = 26,23 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 49,47 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS $\rightarrow \begin{cases} M_t^x = 18,58 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 35,06 \text{ KN.m} \end{cases}$

○ En appui : $M_a = -0,5 M_0$ (appui intermédiaire)

ELU $\rightarrow \begin{cases} M_a^x = 15,43 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 29,10 \text{ KN.m} \end{cases}$

ELS $\rightarrow \begin{cases} M_a^x = 10,93 \text{ KN.m} \\ M_a^y = 20,62 \text{ KN.m} \end{cases}$

▪ **Effort tranchant**

$$\begin{cases} V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \\ V_y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V_x = 12,30 \text{ KN} \\ V_y = 10,95 \text{ KN} \end{cases}$$

III.1.2.2 Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section ($l \times e$)

$l_x = 3,8 \text{ m}$, $l_y = 3,95 \text{ m}$, $e = 14 \text{ cm}$, $c = 3 \text{ cm}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $F_e = 400 \text{ MPa}$, $d = 11 \text{ cm}$

○ En travée :

a) **Sens x-x :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^x}{f_{bu} \times l_x \times d^2} = \frac{26,23 \times 10^{-3}}{14,2 \times 3,8 \times 0,11^2} = 0,040 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}}$ avec $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 0,051 \quad ; \quad z = 0,107 \text{ m} \rightarrow A_t^x = 7,04 \text{ cm}^2$$

b) Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}^y}{f_{bu} \times l_y \times d^2} = \frac{49,47 \times 10^{-3}}{14,2 \times 3,95 \times 0,11^2} = 0,072 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,072 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 0,093 \quad ; \quad z = 0,105 \text{ m} \rightarrow A_t^y = 13,53 \text{ cm}^2$$

o En appui :

a) Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{f_{bu} \times l_x \times d^2} = \frac{15,43 \times 10^{-3}}{14,2 \times 3,8 \times 0,11^2} = 0,023 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $\rightarrow A_t = \frac{M_a^x}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 0,029 \quad ; \quad z = 0,108 \text{ m} \rightarrow A_t^x = 4,1 \text{ cm}^2$$

b) Sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^y}{f_{bu} \times l_y \times d^2} = \frac{29,10 \times 10^{-3}}{14,2 \times 3,95 \times 0,11^2} = 0,042 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_a^y}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 0,053 \quad ; \quad z = 0,107 \text{ m} \rightarrow A_t^y = 7,81 \text{ cm}^2$$

III.1.2.3 Vérifications nécessaires

▪ **Condition non fragilité**

Pour : $\begin{cases} e > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_{tmin}^x = \frac{\rho_o}{2} (3 - \rho) \times l_x \times e \\ A_{tmin}^y = \rho_o \times l_y \times e \end{cases}$

Avec : $\rho_o = 8 \times 10^{-4}$ Pour Fe400

ρ_o : coefficient qui dépend du type d'acier utilisé.

$$A_{tmin}^x = 4,34 \text{ cm}^2 < A_t^x \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_{tmin}^y = 4,42 \text{ cm}^2 < A_t^y \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

❖ **Choix des barres:**

Sens x-x → $\begin{cases} \text{En travée : } 4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui : } 4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2 \end{cases}$

Sens y-y → $\begin{cases} \text{En travée : } 9\text{HA}14 = 13,85 \text{ cm}^2 \\ \text{En appui : } 4\text{HA}16 = 8,04 \text{ cm}^2 \end{cases}$

▪ **Espacement des armatures**

$$S_t = \begin{cases} \text{Armatures } \parallel l_x: S_t = 25\text{cm} \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \\ \text{Armatures } \parallel l_y: S_t = 25\text{cm} \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \end{cases}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{l \times d} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u^x = 0,029\text{MPa} \leq 1,17\text{MPa} \quad ; \quad \tau_u^y = 0,025\text{MPa} \leq 1,17\text{MPa}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

▪ **Vérification de la contrainte du béton**

$$l_x = 3,8\text{m}, l_y = 3,95\text{m}, e = 14\text{ cm}, c = 3\text{ cm}, f_{c28} = 25\text{ MPa}, Fe = 400\text{ MPa}, d = 11\text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

– Calcul de y :

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

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 = 0$$

Sens x-x :

$$M_{ser}^x = 18,58\text{KN.m}, A_x = 8,04\text{ cm}^2, y = 2,34\text{ cm}, I = 10667,42\text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4,07\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Pas de risque d'écrasement du béton.}$$

Sens y-y :

$$M_{ser}^y = 35,06\text{KN.m}, A_y = 13,85\text{cm}^2, y = 2,91\text{cm}, I = 16831,57\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 6,06\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{pas de risque d'écrasement du béton}$$

Tableau III.19 Vérification de la contrainte du béton en appuis.

La dalle		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}	Obs
En appuis	x-x	10,93	1,81	6477,22	3,05 < 15	vérifiée
	y-y	20,62	2,3	10730,20	4,41 < 15	vérifiée

▪ **Vérification de la flèche**

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

Sens x-x :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l_x} \geq \frac{M_{tser}^x}{20M_{0ser}^x} \rightarrow 0,036 < 0,042 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,00192 < 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad L < 8\text{m} \rightarrow 3,8 < 8 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée alors on doit vérifier la flèche.

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,85 \times \frac{g l_y^3}{24} = 10,95\text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 0,85 \times \frac{j l_y^3}{24} = 7,63\text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 0,85 \times \frac{p l_y^3}{24} = 18,59\text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.20 Vérification de la flèche de la DP 47 dans le sens (x-x)

Résultats Données	ρ et λ		Y, I et I ₀		σ		μ		I _f		f	
	J=3,5 (KN/m)	ρ	0,0019	Y(cm)	2,34	σ _{stj} (MPa)	92,91	μ _j	0	I _f ^{ji} (cm ⁴)	97705,2	f ^{ji} (mm)
G=5,02 (KN/m)	I _f ^{gi} (cm ⁴)									97705,2	f ^{gi} (mm)	0,498
P=8,52 (KN/m)	λ _i	11,05	I (cm ⁴)	10667 ,42	σ _{stg} (MPa)	133,34	μ _g	0	I _f ^{gu} (cm ⁴)	97705,2	f ^{gu} (mm)	1,49
A=8,04 (cm ²)									I _f ^{pi} (cm ⁴)	66319,2	f ^{pi} (mm)	1,24
I _x =3,8m	λ _v	4,42	I ₀ (cm ⁴)	88780 ,55	σ _{stp} (MPa)	226,37	μ _p	0,042				
H=14cm												

Δf = 1,89mm < f̄ = 7,6mm (la flèche est vérifiée)

Sens y-y :

- ✓ $\frac{h}{l_y} \geq \frac{M_{tser}^y}{20M_{oser}^y} \rightarrow 0,035 < 0,042 \dots \dots \dots$ condition non vérifiée
- ✓ $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,00318 < 0,005 \dots \dots \dots$ condition vérifiée
- ✓ $L < 8m \rightarrow 3,95 < 8 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

La première condition n'est pas vérifiée alors on doit vérifier la flèche.

$$\begin{cases} M_{ser}^g = 0,85 \times \left[\frac{g l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{g l_y^3}{48} \right] = 20,65 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^j = 0,85 \times \left[\frac{j l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{j l_y^3}{48} \right] = 14,40 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^p = 0,85 \times \left[\frac{p l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p l_y^3}{48} \right] = 35,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.21. Vérification de la flèche de la DP 47 dans le sens (y-y)

Résultats Données	ρ et λ		Y, I et I_0		σ		μ		I_f		f	
	J=3,5 (KN/m)	ρ	0,003	Y(cm)	2,91	σ_{stj} (MPa)	103,81	μ_j	0	I_f^{ji} (cm ⁴)	103009	f^{ji} (mm)
G=5,02 (KN/m)	I_f^{gi} (cm ⁴)									67266	f^{gi} (mm)	1,47
P=8,52 (KN/m)	λ_i	6,59	I (cm ⁴)	16831 ,57	σ_{stg} (MPa)	148,90	μ_g	0,08	I_f^{gu} (cm ⁴)	84953	f^{gu} (mm)	3,5
A=13,85 (cm ²)									I_f^{pi} (cm ⁴)	33902	f^{pi} (mm)	4,97
$I_y=3,95$ m	λ_v	2,63	I_0 (cm ⁴)	93644 ,9	σ_{stp} (MPa)	252,71	μ_p	0,30				
H=14cm												
$\Delta f = 6,33 \text{ mm} < \bar{f} = 7,9 \text{ mm}$ (la flèche est vérifiée)												

III.1.2.4 Schéma de ferrailage

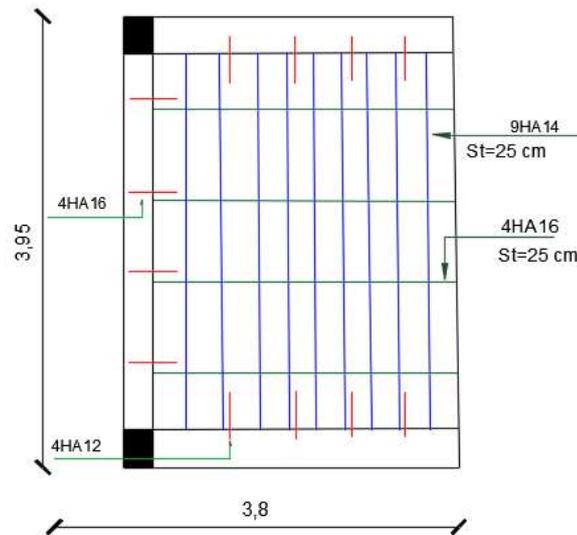


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

Le calcul de ferrailage des autres panneaux de dalle est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.22. Ferrailage des autres panneaux de dalle

Type	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	St (cm)	
DP50	x-x	17,37	0,059	0,076	0,106	4,7	1,90	5HA12= 5,65	33	
	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = 1,33 \text{ cm}^2 \rightarrow 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$							45	
DP43	x-x	7,27	0,038	0,048	0,107	1,95	1,23	2HA12= 2,26	33	
	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = 0,56 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}8 = 1,01 \text{ cm}^2$							45	
DP9	TR	xx	10,33	0,060	0,077	0,106	2,78	1,23	4HA10= 3,14	33
		yy	5,97	0,034	0,044	0,108	1,59	1,12	4HA8= 2,01	45
	AP	xx	6,07	0,035	0,045	0,108	1,61	1,23	2HA12 = 2,26	33
		yy	3,51	0,020	0,025	0,108	0,92	1,12	2HA8 =1,01	45

III.2 Calcul des escaliers

Pour notre cas on s'intéresse à la cage d'escaliers du RDC :

➤ 1^{ère} et 3^{ème} volée

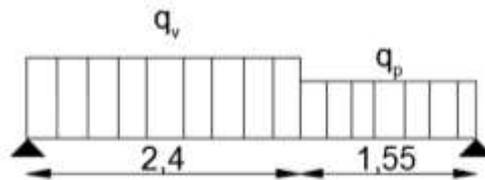


Figure III.8. Schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} volée du RDC.

a) Les combinaisons de charges

On a : $G_v = 8,06 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 5,27 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$$\text{ELU} \begin{cases} q_v = 18,38 \text{ KN/ml} \\ q_p = 14,61 \text{ KN/ml} \end{cases} ; \quad \text{ELS} \begin{cases} q_v = 13,06 \text{ KN/ml} \\ q_p = 10,27 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b) Les sollicitations

▪ Les réactions d'appuis

$$\sum F/x = 0 \rightarrow R_A + R_B = 2,4 q_v + 1,55 q_p$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow \text{ELU} \begin{cases} R_A = 35,15 \text{ KN} \\ R_B = 31,6 \text{ KN} \end{cases} ; \quad \text{ELS} \begin{cases} R_A = 24,94 \text{ KN} \\ R_B = 22,32 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ Moments fléchissant et efforts tranchants

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

$$\text{ELU} \begin{cases} M_0^{\max} = 33,62 \text{ KN.m} \\ M_t^{\max} = 0,75M_0^{\max} = 25,21 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = 0,5M_0^{\max} = 16,81 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 35,15 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_0^{\max} = 23,82 \text{ KN.m} \\ M_t^{\max} = 0,75M_0^{\max} = 17,86 \text{ KN.m} \\ M_a^{\max} = 0,5M_0^{\max} = 11,91 \text{ KN.m} \\ V_{\max} = 24,94 \text{ KN} \end{cases}$$

c) Ferrailage

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section ($b \times e$)

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.23. Ferrailage à l'ELU.

Position	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisie}(\text{cm}^2)$	St(cm)
Travée	25,21	0,105	0,139	0,122	5,90	1,56	4HA14=6,16	25
Appui	16,81	0,070	0,091	0,125	3,85	1,56	4HA12=4,52	25

▪ **Armature de répartition**

$$Ar_t = \frac{A}{4} = \frac{6,16}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad Ar_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$Ar_a = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad Ar_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

d) Les vérifications nécessaires

○ **A L'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad V_u = 35,15 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{35,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,23 < 1,17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

○ **A L'ELS**

▪ **Etat limite de compression du béton**

Les résultats de calculs des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Ferrailage à l'ELS

Position	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travée	17,86	3,05	5608,7	$9,74 \leq 15$
Appui	11,91	2,51	3844,8	$7,79 \leq 15$

▪ **Etat limite de déformation**

Vérification de la flèche :

$$1. \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20M_0} \right) \rightarrow \frac{0,15}{3,95} = 0,037 \text{ cm} = 0,037 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

$$2. A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 6,16 \leq 6,5 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

$$3. l = 3,95 < 8 \text{ m} \quad \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Etude de la 2^{ème} volée**

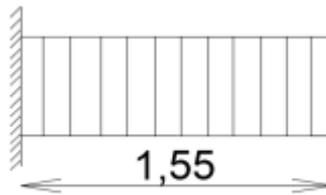


Figure III.9. Schéma statique de la deuxième volée

a) Combinaison de charge

On a : $G_v = 8,18 \text{ KN/m}$; $Q = 5 \text{ KN/m}$

ELU $\{q_v = 18,54 \text{ KN/ml}$; ELS $\{q_v = 13,18 \text{ KN/ml}$

▪ **Moment fléchissant et effort tranchant**

Le calcul des sollicitations va se faire par la méthode de la RDM

ELU $\left\{ \begin{array}{l} M_u = 22,27 \text{ KN.m} \\ V = 28,73 \text{ KN} \end{array} \right.$; ELS $\left\{ \begin{array}{l} M_s = 15,83 \text{ KN.m} \\ V = 20,42 \text{ KN} \end{array} \right.$

b) Ferrailage

○ **Ferrailage longitudinale**

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Ferrailage à l'ELU.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisie}(\text{cm}^2)$	St(cm)
Appuis	22,27	0,093	0,122	0,123	5,20	1,56	5HA12 = 5,20	25

○ **Ferrailage transversal**

$$Ar_t = \frac{A_{principal}}{4} = \frac{5,20}{4} = 1,3 \text{ cm}^2 \rightarrow Ar_t = 3HA8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

c) Les vérifications nécessaires

○ **A L'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad V_u = 28,73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,15} = 0,19 < 1,17 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

○ **A L'ELS**

▪ **Etat limite de compression du béton**

Les résultats de calculs des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Ferrailage à l'ELS

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	15,83	3	5400	8,79 < 15

▪ Etat limite de déformation

Vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0}\right) \rightarrow \frac{0,15}{1,55} = 0,096 \text{ cm} > 0,05 \text{ cm}$ condition vérifiée
2. $A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 5,20 \leq 6,5 \text{ cm}^2$ condition vérifiée
3. $l = 1,55 < 8 \text{ m}$ condition vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

▪ Les autres types d'escaliers

Tableau III.27. Ferrailage des autres types d'escalier.

Etage	Volée	Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisie}(\text{cm}^2)$	St(cm)
Soupente	1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée	Travée	19,73	0,082	0,107	0,124	4,56	1,56	5HA12= 5,65	20
		Appui	13,15	0,054	0,070	0,126	2,99	1,56	4HA10= 3,14	25
	2 ^{ème} volée	Appui	18,34	0,076	0,099	0,124	4,22	1,56	4HA12= 4,52	25
Etage courant	1 ^{ère} et 2 ^{ème} volée	Travée	19,73	0,082	0,107	0,124	4,56	1,56	5HA12= 5,65	20
		Appui	13,15	0,054	0,070	0,126	2,99	1,56	4HA10= 3,14	25
Sous-sol	1 ^{ère} volée	Travée	19,73	0,082	0,107	0,124	4,56	1,56	5HA12= 5,65	20
		Appui	13,15	0,054	0,070	0,126	2,99	1,56	4HA10= 3,14	25
	2 ^{ème} volée	Appui	22,27	0,093	0,122	0,123	5,20	1,56	5HA12=5,65	20
	3 ^{ème} volée	Travée	23,78	0,099	0,131	0,123	5,55	1,56	5HA12= 5,65	20
		Appuis	15,85	0,066	0,085	0,0125	3,63	1,56	5HA10= 3,93	20

d) Schéma de ferrailage

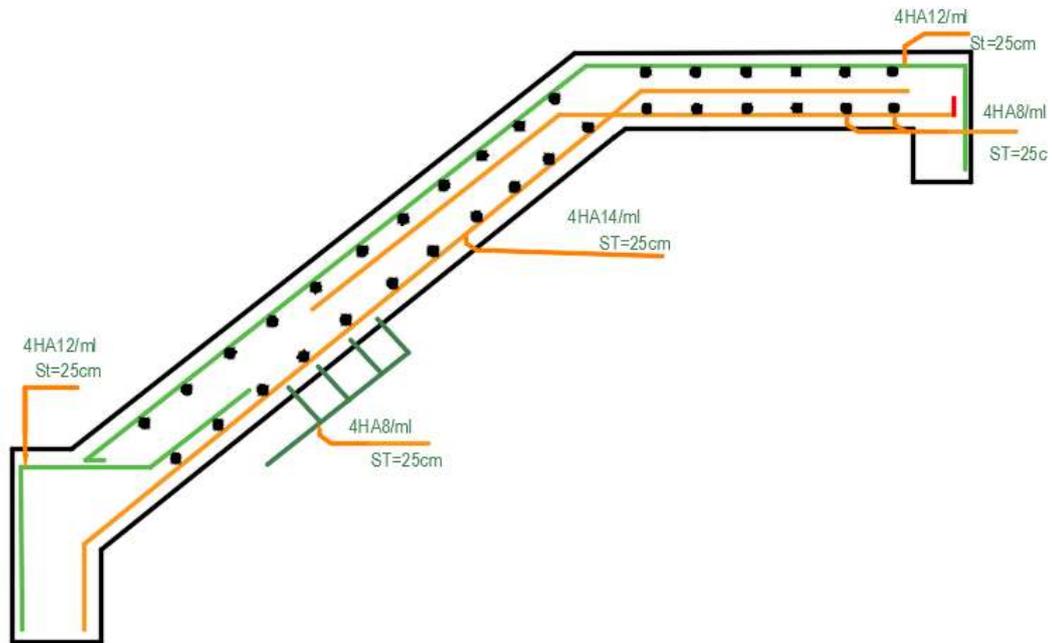


Figure III.10. Ferrailage de la 1ère et 3ème volée de l'escalier du RDC.

Le ferrailage de la 2^{ème} volée se fera en Annexe avec la poutre brisée annexe D.

III.3 Calcul de la poutre brisée

$b = 30\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$

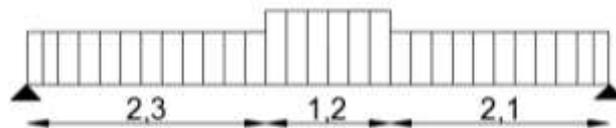


Figure III.11. Schéma statique de la poutre brisée.

a) Charges et surcharges

La poutre est soumise à son poids propre et aux charges transmises par les volées de l'escalier :

$$G_p = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3\text{KN/m}$$

▪ La charge transmise de la 1^{ère} et 3^{ème} volée :

$$\text{C'est la réaction de l'appui } R_B \rightarrow \begin{cases} q_1^u = 31,6\text{KN/m} \\ q_1^s = 22,32\text{KN/m} \end{cases}$$

▪ La charge transmise de la 2^{ème} volée :

$$\rightarrow \begin{cases} q_1^u = Q \times l_x = 18,54 \times 1,55 \\ q_1^s = 13,18\text{KN/m} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} q_1^u = 28,73\text{KN/m} \\ q_1^s = 13,18\text{KN/m} \end{cases}$$

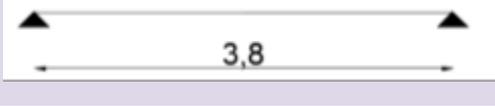
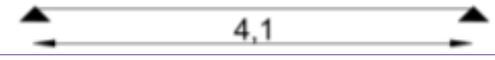
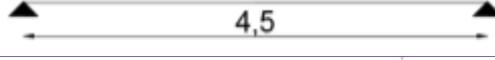
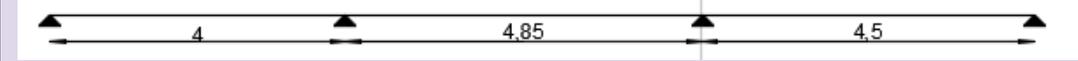
b) Sollicitations et ferrailage

Les sollicitations seront tirés à partir du logiciel ETABS2016 et le ferrailage sera effectué dans le chapitre 5.

III.4 Calcul des poutres de chaînage

a) Types de poutre de chaînage

Tableau III.28. Types de poutre de chaînage.

Types	Schémas	Etages
T ₁		2, 3, 4, 5, 6, 7, 8
T ₂		2, 3, 4, 5
T ₃		5, 6, 8
T ₄		7
T ₅		7

b) Dimensionnement

Le dimensionnement a été fait en chapitre II et on a aboutit aux données suivantes :

$$b = 25\text{cm} ; h = 30\text{cm}$$

c) Calcul des sollicitations

On donne l'exemple du type (T₄) dans ce qui suit :

▪ Poids propre :

$$G_0 = 25 \times 0,25 \times 0,3$$

$$G_0 = 1,875\text{KN/m}$$

▪ Poids du mur :

$$G_m = 2,85 \times (3,06 - 0,3)$$

$$G_m = 7,86\text{KN/m}$$

▪ La charge du plancher CC :

$$G_{pcc} = Pl_0/2 \quad ; \quad Q_{pcc} = Ql_0/2$$

$$l_0 = 0,65\text{m} ; G = 5,46\text{KN/m}^2 ; Q = 1,5\text{KN/m}^2$$

$$\rightarrow G_{pcc} = 1,77\text{KN/m} ; Q_{pcc} = 0,48\text{KN/m}$$

$$D'où \rightarrow \begin{cases} q_u = 1,35(G_{pcc} + G_0) + G_m + 1,5(Q_{pcc}) \\ q_s = G_{pcc} + G_m + G_0 + Q_{pcc} \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} q_u = 16,64\text{KN/m} \\ q_s = 14,25\text{KN/m} \end{cases}$$

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = q \frac{l^2}{8} \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 42,12\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 36,07\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = M_0 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_t = 42,12\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_t = 36,07\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = -0,15M_0 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_a = -6,31\text{KN.m} \\ \text{ELS: } M_a = -5,41\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 37,44\text{KN}$$

Voici les sollicitations des autres types de poutre de chaînage :

Tableau III.29 Sollicitations des autres types de poutre de chaînage.

Type	ELU				ELS		
	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{int}(KN.m)$	$M_t(KN.m)$	$V(KN)$	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{int}(KN.m)$	$M_t(KN.m)$
T₁	-4,59	/	30,64	32,26	-3,30	/	22,58
T₂	-4,99	/	33,28	33,28	-4,27	/	28,5
T₃	-5,24	/	34,96	34,11	-4,49	/	29,94
T₄	-6,31	/	42,12	37,44	-5,41	/	36,07
T₅	-7,33	24,46	32,61	44,38	-6,28	20,95	27,93
Max	-7,33	24,46	42,12	44,38	-6,28	20,95	36,07

d) Ferrailage

Le ferrailage se fera avec les sollicitations maximales.

Tableau III.30 Résultats obtenus pour le ferrailage des poutres de chaînage

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptée}(cm^2)$
Appui	24,46	0,088	0,115	0,267	2,63	0,84	6HA8 =3,02
Travée	42,12	0.151	0,206	0,256	4,71	0,84	6HA10= 4,71

e) Les vérifications nécessaires

○ **ELU**

▪ **Vérification de l'effort tranchant CBA93**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{44,38 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,28} = 0,634 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,634 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{MPa}$$

→ Condition vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement

▪ **Armatures transversales**

On fixe $S_t=15\text{cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} \\ A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{0,9 f_e} \end{array} \right. \rightarrow A_{trans} \geq 0,375 \text{cm}^2$$

Soit un cadre ϕ_8 + un étrier ϕ_8 → $A_t=4\phi_8=2,01\text{cm}^2$

○ **ELS**

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton ainsi que la flèche.

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau III.31 Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	36,07	15,99	72473,3	7,95 < 15
En appui	20,95	15,99	72473,3	4,62 < 15

▪ **Vérification de la flèche**

- ➔ $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \times l \rightarrow h=0.3m > 0.1 \dots$ condition vérifiée
- ➔ $A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow A=0,000471 < 0,000735 \dots$ condition vérifiée
- ➔ $L=4,85m < 8m \dots$ condition vérifiée

f) **Schéma de ferrailage**

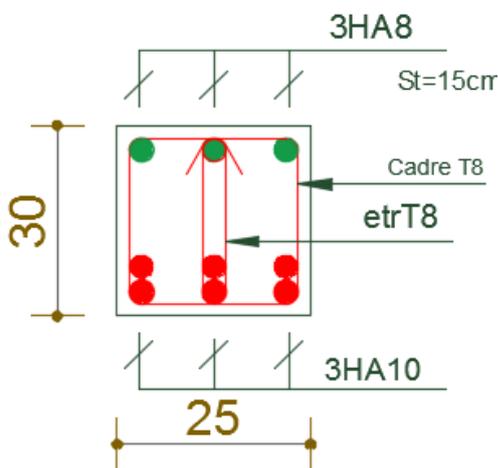


Figure III.13 Coupe 1-1 (En travée).

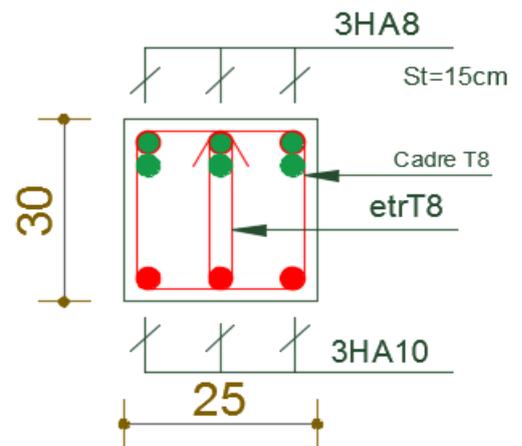


Figure III.12 Coupe 2-2 (En appuis).

III.5 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre, à une surcharge horizontale et à une force sismique, son calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1ml.

a) **Evaluation des charges et surcharges**

▪ **Force sismique**

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99}$$

$$\text{Tel que } \rightarrow \begin{cases} A = 0,15 \text{ (zone IIa)}; \text{ coefficient d'acceleration de la zone.} \\ C_p = 0,8; \text{ facteur de la force horizontale.} \\ W_p = 2,67 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\rightarrow F_p = 1,28 \text{ KN/ml}$$

b) **Calcul des sollicitations**

▪ **Calcul du centre de gravité de la section**

$$\begin{cases} X_G = \sum \frac{A_i \times x_i}{A_i} \\ Y_G = \sum \frac{A_i \times y_i}{A_i} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} X_G = 8,67 \text{ cm} \\ Y_G = 32,16 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_1 = 7,5 \text{ cm} \\ X_2 = 22 \text{ cm} \\ X_3 = 19,67 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A_1 = 900 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 56 \text{ cm}^2 \\ A_3 = 28 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} Y_1 = 30 \text{ cm} \\ Y_2 = 54 \text{ cm} \\ Y_3 = 58 \text{ cm} \end{cases}$$

▪ Efforts

$$\begin{cases} N_G = 2,25 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN.m} \\ V_u = F_p + Q = 2,28 \text{ KN} \end{cases} ; \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = 0,6 \text{ KN.m} \end{cases} ; \begin{cases} N_F = 0 \text{ KN} \\ M_F = 0,41 \text{ KN.m} \end{cases} ;$$

c) Combinaisons de calcul

Tableau III.32. Combinaisons de calcul de l'acrotère.

Sollicitations	Combinaisons		
	ELA	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.67	3.6	2.67
M(KN.m)	1.01	0.9	0.6

$$\begin{cases} N_{max} = 3,6 \text{ KN} \rightarrow M_{correspondant} = 0,9 \text{ KN.m} (A_1) \\ M_{max} = 1,01 \text{ KN.m} \rightarrow N_{correspondant} = 2,67 \text{ KN} (A_2) \\ N_{min} = 2,67 \rightarrow M_{correspondant} = 0,6 \text{ KN} (A_3) \end{cases}$$

d) Ferrailage

Le ferrailage se fera avec le maximum entre A_1, A_2 et A_3 .

Calcul de l'excentricité à l'ELU :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,25 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,1 \text{ m} \end{cases} \rightarrow e_0 > \frac{h}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

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

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,09 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,04$$

$$\alpha = 0,005 ; z = 0,129 ; A = 0,24 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,13 \text{ cm}^2$$

Le calcul des autres cas est mentionné dans le tableau suivant :

Tableau III.33. Résultats de ferrailage de l'acrotère à la flexion composée.

Section	M _{ua} (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A ^{FS} (cm ²)	A ^{FC} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
A ₂	1,15	0,004	0,005	0,129	0,25	0,17	1,56
A ₃	0,74	0,002	0,002	0,129	0,13	0,05	1,56

$$\rightarrow \max(A_1; A_2; A_3) = A_2$$

e) Les vérifications nécessaires

○ **ELU**

▪ **La condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{2,1} \quad (b=1\text{ m} ; d=0,13\text{ m})$$

$$\rightarrow A_{min} = 1,56\text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{min} > A_2$$

Le ferrailage se fera avec $A_{min}=4\text{HA}8=2,01\text{ cm}^2/\text{ml}$

▪ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{0,50\text{ cm}^2}{\text{ml}} \rightarrow A_r = 4\text{HA}8=2,01\text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Espacement**

– Armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25\text{ cm}$

– Armatures secondaires : $S_t \leq \frac{100}{4} \rightarrow S_t = 25\text{ cm}$

▪ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,017 < \bar{\tau} = 2,5\text{ MPa}$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement.

○ **ELS**

▪ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{I} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$M_{ser} = 0,6\text{ KN.m} ; N_{ser} = 2,67\text{ KN} ; d=0,13\text{ m}$$

– Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,22\text{ m}$$

$$y = (y_c + c)$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} = 0,22 - 0,075 = 0,145$$

$$p = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -0,063 \quad (1)$$

$$q = -3c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -0,009 \quad (2)$$

La solution de la première équation :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = 4,39 \times 10^{-5} > 0$$

→ On a une seule racine réelle

$$\rightarrow \begin{cases} t = (\sqrt{\Delta} - q) = 0,015m^3 \\ z = t^{\frac{1}{3}} = 0,246m \\ y_c = z - \frac{p}{3z} = 0,331m \end{cases}$$

$$y = (y_c + c) = 0,331 + 0,145 = 0,476m$$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - A \times (d - y) = 0,113m^2$$

$$\sigma_{bc} = 0,01MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

→ La condition est vérifiée.

f) Schéma de ferrailage

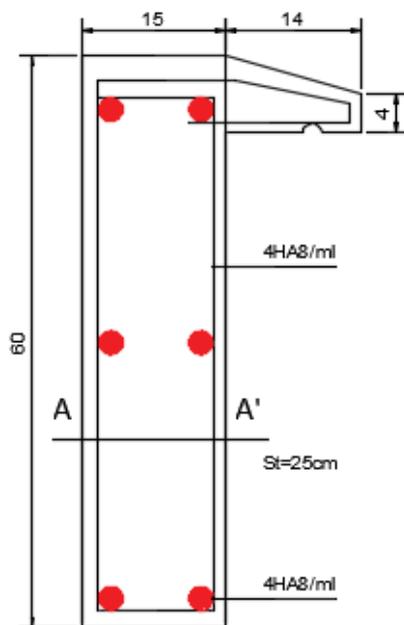


Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'acrotère

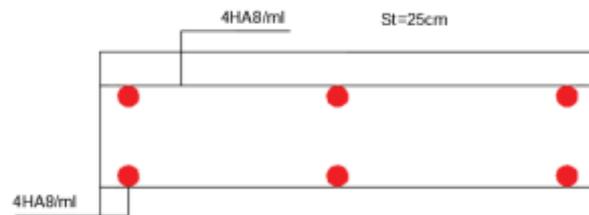


Figure III.15 Coupe A-A de l'acrotère

Chapitre IV

Etude Sismique

IV. Introduction

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, il est nécessaire d'assurer une bonne rigidité et une bonne résistance de la structure afin de limiter les dommages causés, tout en respectant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et la résistance. Pour cela, nous utiliserons le logiciel ETABS 2016.

IV.1 Méthodes de calcul de la force sismique

Le calcul de la force sismique peut être effectué de trois manières :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Concernant notre structure, qui fait 38,08m, se situe à Bejaia en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2(moyenne importance) et qui est irrégulière en plan alors les conditions d'application de la méthode statique ne sont pas réunies donc selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel ETABS 2016.

IV.2 Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \frac{Q}{R} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \frac{Q}{R} \times \frac{T_2^{\frac{2}{3}}}{T} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \frac{Q}{R} \times \frac{T_2^{\frac{2}{3}}}{T} \times \frac{3^{\frac{5}{3}}}{T} \times \frac{Q}{R} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \end{cases}$$

IV.2.1 Modélisation et résultats

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est L'ETABS versions 2016. La structure modélisée est représentée sur la figure :

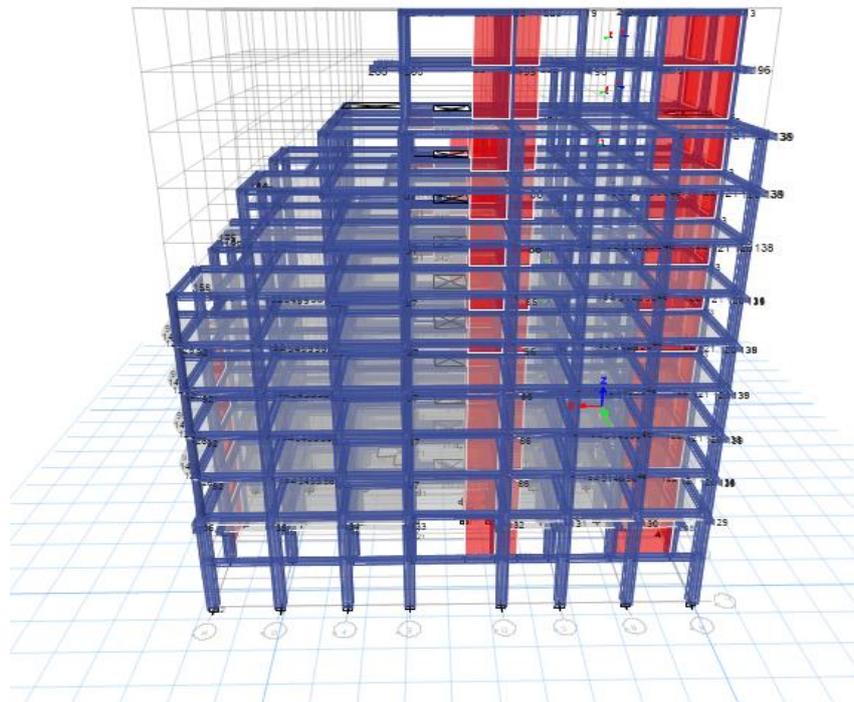


Figure IV.1. Vue en 3D sur le modèle modélisé par ETABS 2016

IV.2.2 Disposition des voiles de contreventement

Plusieurs dispositions ont été effectuées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structure en satisfaisant à la fois, les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique). Les dimensions des éléments de contreventement adoptées sont les suivantes :

- **Les poteaux**

Tableau IV.1. Section des poteaux.

Niveaux	Sections
RDC et Soupente	60×55
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55×50
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50×45
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45×40
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40×35
9(1) et 9(2)	35×30

- **Les voiles**

Les dimensions ainsi que la disposition des voiles adoptées sont présentées ci-dessous :

Tableau IV.2. Dimensions des voiles.

Voiles	V _{x1}	V _{x2}	V _{x3}	V _{x4}	V _{y1}	V _{y2}	V _{y3}	V _{y4}
Longueur (m)	4,05	1,5	2	2,5	2,5	3	2,4	4,1
Epaisseur(cm)	20							

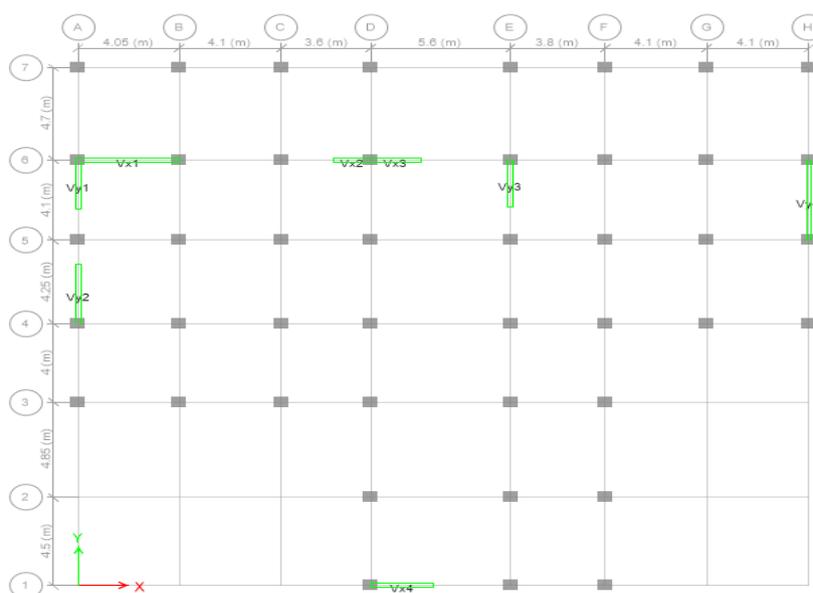


Figure IV.2. Disposition des voiles

IV.2.3 Taux de participation des masses et modes de vibration

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3. Périodes et participations massiques

Modes	Périodes (s)	La masse modale		Cumulé de la masse modale	
		U_x	U_y	Sum U_x	Sum U_y
1	0.749	0.0936	0.5873	0.0936	0.5873
2	0.71	0.5864	0.0695	0.68	0.6568
3	0.586	0.0295	0.0478	0.7095	0.7045
4	0.287	0.0059	0.126	0.7154	0.8305
5	0.253	0.1301	0.0009	0.8456	0.8314
6	0.206	0.0115	0.0068	0.8571	0.8382
7	0.166	0.0042	0.0464	0.8613	0.8846
8	0.14	0.0492	0.0105	0.9105	0.8951
9	0.104	0.0139	0.0344	0.9244	0.9295

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que le taux de participation massique modale atteint les 90% à partir du 8^{ème} mode selon le sens x et à partir du 9^{ème} mode selon le sens y.

- Les modes de vibrations

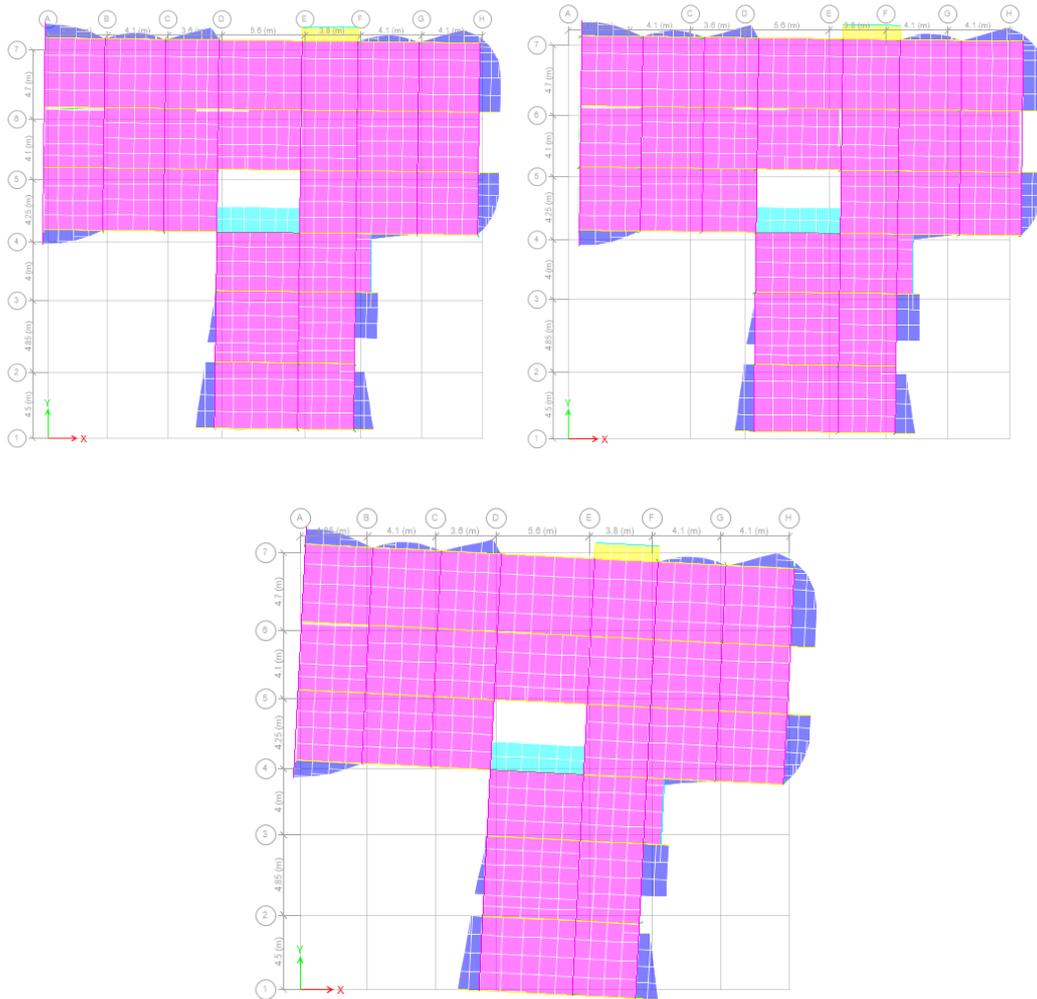


Figure IV.3. Différents modes de vibration à l'étage courant.

On constate : des translations selon les diagonales dans les deux premiers modes et une rotation autour de z au troisième mode.

IV.2.4 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99/version2003

✓ Vérification de la résultante des forces sismiques

Le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0,8 V_{st} \text{ RPA99/version2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode modale spectrale est donné par le logiciel).

V_{st} : L'effort à la base calculé par la méthode statique équivalente.

❖ Si $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dont le rapport

$$0,8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$$

Pour cela, nous devons déterminer l'effort à la base par la méthode statique équivalente.

– Calcul de la force sismique V par la méthode statique équivalente

La force sismique V appliquée à la base de la structure, elle doit être calculée alternativement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \text{RPA99/version2003 (Art 4.2.3)}$$

Avec:

A : Coefficient d'accélération ... RPA99/version2003 (Tableau4.1)

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ... RPA99/version2003 (4.2)

R : Coefficient de comportement global de la structure ... RPA99/version2003(Tableau4.3)

Q : Facteur de qualité ... RPA99/version2003 (4-4)

W : Poids total de la structure ... RPA99/version2003 (4-5)

η : Facteur de correction d'amortissement

T : période propre

Selon notre structure, les paramètres cités au dessus valent :

✓ **Coefficient d'accélération**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone IIa} \end{array} \right. \quad A = 0,15$$

✓ **Coefficient de comportement global**

Pour un système de contreventement mixte $R=5$

✓ **Période fondamentale de la structure**

$$\left\{ \begin{array}{l} T = C_T H^{\frac{3}{4}} \text{ RPA99/version2003 formule (4-6)} \\ T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \text{ RPA99/version2003 formule (4.7)} \end{array} \right.$$

C_T : coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/v2003(tab4.6)

$C_T = 0,05$ dans les deux sens

$H=38,08$ m : hauteur total du bâtiment

L : dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul : $\begin{cases} L_x = 29,35\text{m} \\ L_y = 26,40\text{m} \end{cases}$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0,766 ; 0,632) = \mathbf{0,632s} \\ T_y = \min(0,766 ; 0,667) = \mathbf{0,667s} \end{cases}$$

❖ **Le RPA exige de comparer la période obtenue par méthode spectrale à la période statique majoré de 30% :**

$$T_{\text{analytique}} \leq 1,3 T_{\text{statique}}$$

$$\begin{cases} T_{\text{analytique}}^x = 0,71\text{s} \\ T_{\text{analytique}}^y = 0,749\text{s} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \mathbf{0,71} < 0,821\text{ s} \\ \mathbf{0,749} < 0,867\text{ s} \end{cases}$$

→ Donc cette condition est vérifiée.

✓ Facteur d'amplification dynamique

Le calcul de ce facteur dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta & T_2 \leq T \leq 3 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du sol.

D'après le rapport de sol, notre sol est classé S2 (sol ferme).

$T_1 = 0,15\text{s}$; $T_2 = 0,4$ SRPA99/version2003 (Tableau 4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

On a un contreventement mixte, on prend $\xi = 7\%$ → $\eta = 0,881$

Ce qui donne pour les deux sens : $\begin{cases} D_x = 1,62 \\ D_y = 1,56 \end{cases}$

✓ Facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ RPA99/version2003

Avec : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q soit satisfait ou non.

Le tableau suivant présente les pénalités observées ou non dans notre structure :

Tableau IV.4. Facteur de qualité.

N°	Critère (q)	Observée	P_q sens x-x	Observé	P_q sens y-y
1	Condition minimale sur les files de contreventement	NON	0,05	NON	0,05
2	Redondance en plan	NON	0,05	NON	0,05
3	Régularité en plan	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
Q		$Q_x = 1,2$		$Q_y = 1,2$	

✓ Poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Avec :

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ RPA99/version2003 (formule 4.5)

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuelles.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération (**RPA tableau 4.5**) $\beta = 0,2$ (habitation, bureaux)

Dans notre cas, on a : **W= 48157.83 KN**

La force sismique statique à la base de la structure est : $\begin{cases} V_x^{st} = 2808,56 \text{KN} \\ V_y^{st} = 2704,54 \text{KN} \end{cases}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort dynamique.

Sens	$V_{dynamique}$ (KN)	$0,8V_{statique}$ (KN)	Observation
X-X	1861,07	2246,84	Non Vérifiée
Y-Y	1791,66	2163,63	Non Vérifiée

D'après les résultats obtenus $V_{dyn} < 0,8 V_{st}$, on doit majorer les paramètres de réponse de $0,8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}}$ dans les deux sens :

- Dans le sens x, on majore de $0,8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} \approx 1,20$
- Dans le sens y, on majore de $0,8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} \approx 1,20$

IV.3 Vérification de l'effort normal réduit

La vérification à l'effort normal réduit est exigée pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0,3 \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.3.1)}$$

N_d : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci après :

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	V	Observation
	b(cm)	h (cm)	B_c (cm ²)			
RDC et SP	60	55	3300	2619,37	0,30	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	55	50	2750	1553,2681	0,22	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	50	45	2250	1120,9346	0,19	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	45	40	1800	774,43	0,17	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40	35	1400	480,55	0,13	vérifiée
9 ^{ème} (1) et (2)	35	30	1050	264,29	0,10	vérifiée

IV.4 Justification de l'interaction (voiles-portiques)

Pour une utilisation optimale des voiles et des portiques dans un contreventement mixte, le RPA exige les vérifications suivantes :

- Les portiques doivent reprendre **au moins** 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles doivent reprendre **au plus** 20% des charges verticales.

✓ Vérification sous charges verticales

Tableau IV.7. Vérification sous charges verticales.

Niveaux	Chargement vertical repris (KN)			Pourcentage repris(%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
RDC	45394,44	10705,84	56100.28	80,91	19,09

✓ Vérification sous charges horizontales

Tableau IV.8. Vérification sous charges horizontales.

Niveaux	Chargement horizontal repris (KN)				Pourcentage repris(%)			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
9(2)	90.6795	84.4053	72.9112	85.0203	51.792	48.208	46.166	53.834
9(1)	137.8346	257.9755	102.1763	255.7572	34.823	65.177	28.546	71.454
8	445.9549	114.4197	393.4046	111.1251	79.582	20.418	77.975	22.025
7	507.4668	238.8507	470.4559	260.3947	67.996	32.004	64.371	35.629
6	709.2801	290.5546	700.6366	269.7838	70.94	29.06	72.199	27.801
5	809.7356	414.0768	793.1799	407.5921	66.165	33.835	66.056	33.944
4	997.1525	440.8772	989.4295	412.7775	69.342	30.658	70.562	29.438
3	1002.7861	621.5611	850.3756	696.1578	61.735	38.265	54.986	45.014
2	1156.2093	648.6905	1028.3411	684.4094	64.059	35.941	60.04	39.96
1	1098.0008	848.4334	981.2248	867.17	56.411	43.589	53.085	46.915
Soupenite	1001.4262	1034.8885	859.5419	1053.8877	49.178	50.822	44.922	55.078
RDC	927.2937	1096.0375	780.9404	1195.364	45.83	54.17	39.515	60.485

Analyse des résultats

Les interactions sont vérifiées dans tous les niveaux et dans les deux sens sauf au 8^{ème}.

IV.5 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% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta_{k-1} \text{ Avec : } \delta = R \delta_{ek} \text{ (RPA99/version2003 (Art5 .10))}$$

δk : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure donné par le RPA99/version2003 (Art 4.4.3).

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Vérification des déplacements dans le sens x.

Niveaux	$h_k(m)$	Sens X-X				
		$\delta_{ek} (m)$	$\delta k (m)$	$\delta_{k-1} (m)$	$\Delta k (m)$	$\frac{\Delta k}{h_k} (\%)$
RDC	3.91	0.000589	0.0020615	0	0.0020615	0.00052724
Soupenete	3.57	0.001631	0.0057085	0.0020615	0.003647	0.00102157
1 ^{er}	3.06	0.002722	0.009527	0.0057085	0.0038185	0.00124788
2 ^{ème}	3.06	0.003906	0.013671	0.009527	0.004144	0.00135425
3 ^{ème}	3.06	0.005148	0.018018	0.013671	0.004347	0.00142059
4 ^{ème}	3.06	0.006381	0.0223335	0.018018	0.0043155	0.00141029
5 ^{ème}	3.06	0.007609	0.0266315	0.0223335	0.004298	0.00140458
6 ^{ème}	3.06	0.008817	0.0308595	0.0266315	0.004228	0.0013817
7 ^{ème}	3.06	0.010412	0.036442	0.0308595	0.0055825	0.00182435
8 ^{ème}	3.06	0.012134	0.042469	0.036442	0.006027	0.00196961
9 ^{ème} (1)	3.06	0.012804	0.044814	0.042469	0.002345	0.00076634
9 ^{ème} (2)	3.06	0.013944	0.048804	0.044814	0.00399	0.00130392

Tableau IV.10. Vérification des déplacements dans le sens y

Niveaux	$h_k(m)$	Sens Y-Y				
		$\delta_{ek} (m)$	$\delta k (m)$	$\delta_{k-1} (m)$	$\Delta k (m)$	$\frac{\Delta k}{h_k} (\%)$
RDC	3.91	0.000615	0.0021525	0	0.0021525	0.00055051
Soupenete	3.57	0.001704	0.005964	0.0021525	0.0038115	0.00106765
1 ^{er}	3.06	0.002817	0.0098595	0.005964	0.0038955	0.00127304
2 ^{ème}	3.06	0.004052	0.014182	0.0098595	0.0043225	0.00141258
3 ^{ème}	3.06	0.005346	0.018711	0.014182	0.004529	0.00148007
4 ^{ème}	3.06	0.006741	0.0235935	0.018711	0.0048825	0.00159559
5 ^{ème}	3.06	0.008166	0.028581	0.0235935	0.0049875	0.0016299
6 ^{ème}	3.06	0.00954	0.03339	0.028581	0.004809	0.00157157
7 ^{ème}	3.06	0.010949	0.0383215	0.03339	0.0049315	0.0016116
8 ^{ème}	3.06	0.012609	0.0441315	0.0383215	0.00581	0.00189869
9 ^{ème} (1)	3.06	0.014131	0.0494585	0.0441315	0.005327	0.00174085
9 ^{ème} (2)	3.06	0.015312	0.053592	0.0494585	0.0041335	0.00135082

Analyse des résultats :

D'après les résultats, nous constatons que les déplacements relatifs ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage.

IV.6 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ est l'effet du aux charges verticales après déplacement. il peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,1 (\text{RPA99/version 2003 (Art 5.9)})$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k.

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.

- Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$ les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$

- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (m)	P_K (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δk (m)	V_K (KN)	θ_k	Δk (m)	V_K (KN)	θ_k
RDC	3.91	48157.835	0.0020615	2233.2843	0.01136919	0.0021525	2149.9982	0.01233091
Soupenste	3.57	43135.6866	0.003647	2188.3342	0.02013681	0.0038115	2105.1317	0.02187687
1^{er}	3.06	37236.4662	0.0038185	2074.6091	0.02239771	0.0038955	1997.3946	0.02373266
2^{ème}	3.06	32107.9328	0.004144	1937.3992	0.02244355	0.0043225	1868.9231	0.02426803
3^{ème}	3.06	26979.3993	0.004347	1768.8817	0.02166715	0.004529	1704.9924	0.02342021
4^{ème}	3.06	21996.4819	0.0043155	1571.2222	0.01974355	0.0048825	1517.8474	0.02312309
5^{ème}	3.06	17112.5373	0.004298	1355.0425	0.01773807	0.0049875	1312.7915	0.02124614
6^{ème}	3.06	12594.4522	0.004228	1121.1536	0.01552129	0.004809	1086.1211	0.01822361
7^{ème}	3.06	8494.9671	0.0055825	864.1738	0.01793362	0.0049315	843.4985	0.01623062
8^{ème}	3.06	5248.4742	0.006027	618.0553	0.01672575	0.00581	596.3615	0.01671007
9^{ème} (1)	3.06	2813.7771	0.002345	397.4532	0.00542532	0.005327	374.5667	0.01307741
9^{ème} (2)	3.06	1102.706	0.00399	176.8752	0.00812913	0.0041335	165.8094	0.00898353

Analyse des résultats

Etant les coefficients θ_k inférieurs à 0.1, les effets du second ordre peuvent être négligés.

IV.7 Vérification de la stabilité de la structure au renversement

Pour qu'il n'y ait pas de renversement du bâtiment, il faut que le moment stabilisant soit supérieur au moment renversant.

$$M_{\text{stab}} \geq M_{\text{renv}} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 4.41)}$$

M_{stab} : C'est le moment calculé en prenant compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

M_{renv} : C'est le moment causé par les forces sismiques et qui doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation (au niveau de l'encastrement).

$$\text{On a: } \begin{cases} M_{\text{renv}}^x = 37107,54 \text{ KN.m} \\ M_{\text{renv}}^y = 36262,20 \text{ KN.m} \end{cases} \quad (\text{Extraits de l'Etabs})$$

$$\text{On a: } W = 48157,83 \text{ KN} ; X_{\text{ccm}} = 15,01 \text{ m} ; Y_{\text{ccm}} = 16,81 \text{ m}$$

$$\rightarrow \begin{cases} M_{\text{stab}}^x = W \times Y_{\text{ccm}} \\ M_{\text{stab}}^y = W \times X_{\text{ccm}} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_{\text{stab}}^x = 809533,12 \text{ KN.m} \\ M_{\text{stab}}^y = 722849,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

→D'où la condition $M_{stab} \geq M_{renv}$ est vérifiée dans les deux sens, donc il n'y a pas de risque de renversement.

IV.8 Conclusion

Lors de l'étude sismique de notre structure, nous avons rencontré plusieurs difficultés dans la disposition des voiles qui sont dues à :

- L'irrégularité en plan.
- L'irrégularité en élévation.
- La présence de plusieurs ouvertures.

Ce qui nous a mené à augmenter les sections des poteaux, afin d'aboutir à un comportement assez bon et à des résultats satisfaisants.

Chapitre V

Etude Des Eléments Structuraux

V.Introduction

Les éléments structuraux, éléments porteurs ou de contreventements, leurs but est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure contre toute charge gravitaire ou sismique. Pour cela, ils doivent être bien armés et disposés tout en tenant compte des règlements RPA99 (v2003) et CBA93. Nous allons ferrailer nos éléments dans ce qui suit à partir des sollicitations extraites de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS 2016.

V.1 Etude des poutres

Les poutres seront calculées à l'aide des efforts obtenus par le logiciel ETABS2016, qui sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le RPA99/version2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5 \\ G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \\ G + Q \end{array} \right.$$

Tableau V.1. Dimensions des poutres.

Poutre	b(cm)	h(cm)	Aire (cm ²)
Principales	30	40	1200
Secondaires	30	35	1050

V.1.1 Recommandation du RPA99/version2003

1) Armature longitudinales (Art7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 $\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$
- La longueur minimale de recouvrement est de : $40\emptyset$ en zone IIa.

2) Armatures transversales

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par : $A_t=0,3\%(t.b)$

Avec : l'espacement maximum t entre les armatures transversales est déterminée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset\right) \\ \text{En dehors de la zone nodale : } t \leq \frac{h}{2} \end{array} \right.$$

V.1.2 Ferrailage longitudinal des poutres

1) Sollicitations

On dispose de deux types de poutres, poutres associées aux voiles et poutres non associées aux voiles dont les efforts sont différents, le calcul de ferrailage se fera à la flexion simple dans ce qui suit.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.2. Sollicitation et ferrailage des poutres principales (30*40) non associées aux voiles.

Niveaux	localisation	Comb	M (KN.m)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
Sous sol	Travée	ELU	71,07	6	5,73	3HA16=6,03
	Appui	ELA	-74,47		6,02	3HA16=6,03
Commercé	Travée	ELU	90,83		7,47	3HA16+1HA14=7,57
	Appui	ELA	-102,96		8,58	3HA16+2HA14=9,11
Bureaux	Travée	ELU	79,55		6,46	3HA16+1HA10=6,82
	Appui	ELA	-98,80		8,19	3HA16+2HA12=8,29
Etagé courant	Travée	ELU	104,83		8,75	3HA16+2HA14=9,11
	Appui	ELA	-105,82		8,84	3HA16+2HA14=9,11
Terrasse Inaccessible	Travée	ELU	57,88		4,60	3HA14=4,62
	Appui	ELA	44,26		3,47	2HA14+1HA12=4,21

Tableau V.3. Sollicitation et ferrailage des poutres secondaires (30*35) non associées aux voiles

Niveaux	localisation	Comb	M (KN.m)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
Sous sol	Travée	ELU	28,23	5,25	2,53	2HA12+1HA10=3,05
	Appui	ELA	-28,44		2,55	2HA12+1HA10=3,05
Commerce	Travée	ELU	28,36		2,55	2HA12+1HA10=3,05
	Appui	ELA	-37,52		3,41	2HA14+1HA12=4,21
Bureaux	Travée	ELU	20,56		1,83	3HA12=3,39
	Appui	ELA	-37,67		3,42	2HA14+1HA12=4,21
Etagé courant	Travée	ELU	29,66		2,67	2HA12+1HA10=3,05
	Appui	ELA	-47,24		4,35	3HA14=4,62
Terrasse Inaccessible	Travée	ELU	26,29		2,35	2HA12+1HA10=3,05
	Appui	ELA	-29,15		2,62	2HA12+1HA10=3,05

Tableau V.4. Sollicitations et ferrailage des poutres principales et secondaires associées aux voiles

Niveaux	localisation	Poutre Principale			Poutre secondaire				
		M (KN.m)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	M (KN.m)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)
Sous sol	Travée	19,69	6	1,51	3HA12=3,39	12,97	5,25	1,14	3HA12=3,39
	Appui	-42,63		3,34	3HA12=3,39	-47,72		4,39	3HA14(F)+2HA10=5,75
Commer ce	Travée	29,80		2,31	3HA16=6,03	18,47		1,64	5HA12=5,65
	Appui	-81,54		6,64	3HA16+1HA10=6,82	-104,98		10,51	3HA16+3HA14=10,65
Bureaux	Travée	26,15		2,02	3HA16=6,03	24,77		2,21	5HA12=5,65
	Appui	-85,70		7,01	3HA16+1HA14=7,57	-105,64		10,59	3HA16+3HA14=10,65
Etage courant	Travée	28,91		2,24	3HA16=6,03	43,23		3,96	5HA12=5,65
	Appui	-83,01		6,77	3HA16+1HA10=6,82	-104,50		10,46	3HA16+3HA14=10,65
Terrasse Inaccessible	Travée	21,54		1,65	2HA16+1HA12=5,15	16,97		1,50	2HA12+1HA10=3,05
	Appui	-64,32		5,15	2HA16+1HA12=5,15	-60,20		5,63	5HA12=5,65

2) Vérifications des armatures selon le RPA99 (Art 7.5.2.1)

Tableau V.5 Vérification des armatures.

Poutre	Zone	Pourcentage maximum (cm ²)	Poucentage minimum(cm ²)
Principale	Courante	48	6
	recouvrement	72	
Secondaire	Courante	42	5,25
	recouvrement	63	

Longueurs de recouvrement $\begin{cases} \phi = 16\text{mm} \rightarrow l_r = 65 \text{ cm} \\ \phi = 10\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \text{ cm} \end{cases}$

V.1.3 Ferrailage transversal

1) Contrainte tangentielle maximale

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$ (F.P.N)

2) Calcul de la section des armatures transversales

$\frac{A_t}{b \times s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28}}{0,8 f_e}$ Avec $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes tangentielles

Poutres	V _u (KN)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	observation	A _{trans} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
Principales	149,14	1,30	3,33	Vérifiée	0,92	1,35	2HA10=1,57	15
Secondaires	165,41	1,67	3,33	Vérifiée	1,46	1,35	2HA10=1,57	15

V.1.4 Vérification à L'ELS

1) Etat limite de compression du béton

Le tableau suivant résume les vérifications de contraintes de compression :

Tableau V.7. Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Local	M ^{ser} _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Obs
Principales	Travée	76,18	11,90	121646	15,73	9,85	15	Vérifiée
	Appui	92,09	14,68	154798	17,95	10,68		Vérifiée
Secondaires	Travée	21,31	3,56	87566	14,38	3,5		Vérifiée
	Appui	36,58	6,33	110573	16,35	5,41		Vérifiée

2) Etat de déformation

Etat limite de déformation d'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile

$$\text{si : } \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad \frac{ht}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad ; \quad \frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Tableau V.8. Vérification de l'état de déformation

Poutres	h _t (cm)	b (cm)	L (m)	A _s (cm ²)	$\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{ht}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{d \times b} \leq \frac{4,2}{f_e}$
Principales	40	30	5,6	11,90	0,071 > 0,062	0,071 > 0,07	0,010 = 0,01
Secondaires	35	30	4,7	3,56	0,074 > 0,062	0,074 > 0,07	0,003 < 0,01

Toutes les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.1.5 Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage se fera en annexe E.

V.1.6 Etude de la poutre brisée

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS2016.

Le calcul à la flexion simple et à la torsion est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Calcul en flexion et en torsion

	Flexion simple		Torsion	Total
	Travée	Appui		
M (KN.m)	10,70	29,40	2,18	/
τ (Mpa)	0,08		0,24	0,25
A (cm ²)	1,02	2,49	0,42	
A _{trans} (cm ²)	0,45		0,45	0,9

1) Ferrailage opté et vérifications nécessaires

- Ferrailage

En travée : $A_s = 1,51 \text{ cm}^2$ Soit 3HA8

En appui : $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$ Soit 3HA12

$A_{\text{trans}} = 2,01 \text{ cm}^2$ Soit 4HA8

• **Cisaillement :**

$\tau_{\text{tot}} = 0,25 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

• **Vérification des contraintes à L'ELS**

En travée : $\sigma_{bc} = 0,94 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

En appui : $\sigma_{bc} = 0,88 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ condition vérifiée

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche dépend de l'observation des conditions suivantes :

1. $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \rightarrow 0,071 > 0,070$
2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow 0,0029 < 0,005$
3. $L = 5,57 \text{ m} < 8 \text{ m}$.

Les trois conditions sont vérifiées, donc nous n'avons pas besoin de vérifier la flèche.

2) Schéma de ferrailage

Le schéma de ferrailage de la poutre brisée se fera en annexes D.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis aux efforts normaux et aux moments de flexion dans les deux sens, pour cela ils seront ferrillés à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables selon les combinaisons de calcul exigé par les règlements :

- ▲ 1,35G+1,5Q
- ▲ G+Q
- ▲ G+Q±E
- ▲ 0,8G±E

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec ces sollicitations :

$N_{\text{max}} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$; $M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$; $N_{\text{min}} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.2.1 Recommandations du RPA99/v2003

1) Armatures longitudinales

- ♦ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- ♦ Le pourcentage minimal $A_{\text{min}} = 0,8\%$ de la section du béton en Zone IIa.
- ♦ Le pourcentage maximal :
 - $A_{\text{max}} = 4\%$ en zone courante
 - $A_{\text{max}} = 6\%$ en zone de recouvrement
- ♦ $\phi_{\text{min}} > 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales)
- ♦ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.

- ♦ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- ♦ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone IIa.
- ♦ La zone nodale (Figure V.1.) est définie par l' et h' :
 - $l' = e \times h$
 - $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage

2) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

- ♦ V_u : l'effort tranchant de calcul
- ♦ h_1 : hauteur totale de la section brute
- ♦ f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ♦ t : espacement entre les armatures transversales (Z.IIa), il est limité à :

$$-t' \leq 15\phi_l^{min} \text{ en zone courante}$$

$$-t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15\text{cm}) \text{ en zone nodale}$$

♦ ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant. Il est pris égal à :

$$- 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

Avec $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$ l'élanement géométrique et a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de calcul considérée.

La quantité d'armature transversale minimale :

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\% (b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% (b_1 \times t) \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler linéairement les valeurs précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

V.2.2 Les sollicitations maximales

Les sollicitations résultantes des combinaisons les plus défavorables sont extraites du logiciel ETABS2016 et résumées dans le tableau suivant :

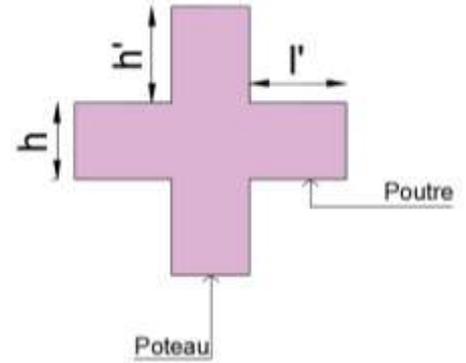


Figure V.1. Schéma représentatif de la zone nodale.

Tableau V.10. Sollicitations maximales dans les poteaux non associés aux voiles

Niv	Section des poteaux	C	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$		C	$M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$		V(KN)
			N(KN)	M (KN.m)		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
SS, RDC et SP	(55×60)	ELU	2949.49	17.68	ELA	121.15	747.12	-	84,06	65.84
1 et 2	(50×55)	ELU	1916.34	12.57	ELA	120.47	991.42	-	92,48	79.96
3et 4	(45×50)	ELU	1436.75	10.22	ELA	102.60	742.82	-	34,10	68.27
5et 6	(40×45)	ELU	998.76	8.50	ELU	116.92	208.55	-7,82	5,51	80.71
7et 8	(35×40)	ELU	612.66	6.24	ELA	59.30	146.18	-	10,66	39.71
9(1) et 9(2)	(30×35)	ELU	321.48	6.48	ELU	51.47	63.11	-	45,18	31.53

V.2.3 Calcul du ferrailage

Nous allons exposer dans ce qui suit un exemple de calcul d'un poteau du Sous-sol non associé aux voiles.

1) Ferrailage longitudinal

Données : $M^{\max} = 121,15 \text{KN.m}$ et $N^{\text{corresp}} = 747,12 \text{KN}$

$b=55\text{cm}$; $h=60\text{cm}$; $d=58\text{cm}$

$$M_{ua} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 330,34 \text{KN.m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,16\text{m} < \frac{h}{2} = 0,3 \rightarrow N$ est un effort normal de compression et C le centre de pression se situe à l'intérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{ua} = 0,08 \leq (0,337h - 0,81d')b \times h \times f_{bu} = 1,13$$

Donc la section se calcule par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,096 ; \alpha = 0,122 ; z=0,551$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{N_u}{f_{st}} = -3,67 \text{cm}^2$$

$A < 0 \rightarrow$ On ferraille avec A_{\min}

Le ferrailage longitudinal des différents niveaux est résumé dans le tableau suivant :

Tableau V.11.Ferrailage longitudinal des poteaux non associés aux voiles.

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A _{cal} /face (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisi} /face (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Sous-sol, RDC et Soupente	(55× 60)	SPC	-3,67	26,4	3HA14+2HA16= 8,64	12HA14+4HA16= 26,51
1 ^{er} et 2 ^{ème}	(50× 55)	SPC	-5,68	22	5HA14 = 7,7	16HA14= 24,63
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	(45× 50)	SPC	-3,13	18	5HA12= 5,65	16HA12= 18,10
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	(40× 45)	SPC	4,68	14,4	5HA12= 5,65	16HA12= 18,10
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	(35× 40)	SPC	2,26	11,2	4HA12 = 4,52	12HA12= 13,57
9(1),9(2)	(30× 35)	SPC	3,32	8,4	3HA12 = 3,39	8HA12= 9,05

2) Ferrailage transversal

▪ Vérification des contraintes de cisaillement

Selon le RPA99/V2003(Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans e béton doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} ; \text{ avec } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

On a : $V_u = 65.84$; $d = 58\text{cm}$

D'où $\tau_{bu} = 0,22 \text{ MPa} < 1\text{MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

Tableau V.12.Vérification de la contrainte de cisaillement.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (kn)	τ _{bu} (Mpa)	τ̄ _{bu} (Mpa)	Obs
Sous-sol	(55× 60)	2.261	3,76	0,04	0,58	44.88	0,14	1	vérifiée
RDC	(55× 60)	2,737	4,97	0,04	0,58	44.26	0,13	1	vérifiée
Soupente	(55× 60)	2.499	4,54	0,004	0,58	65.84	0,20	1	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	(50× 55)	2,142	3,89	0,04	0,53	79.96	0,30	1	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	(45× 50)	2,142	4,28	0,04	0,48	68.27	0,31	1	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	(40× 45)	2,142	4,76	0,04	0,43	80.71	0,46	1	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	(35× 40)	2,142	5,35	0,075	0,38	39.71	0,29	1,875	vérifiée
9(1) et 9(2)	(30× 35)	2,142	6,12	0,075	0,33	31.53	0,31	1,875	vérifiée

❖ Remarque

Le cisaillement n'a pas été vérifié avec les dimensions optées en Chapitre 4 pour les poteaux D4 et E4 (figure IV.2), la meilleure solution est d'intégrer des voiles au niveau de la cage d'escalier, faute de temps, nous avons recouru au redimensionnement des deux poteaux cités précédemment.

– Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux D4 et E4 redimensionnés

Tableau V.13. Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poteaux D4 et E4.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (m)	V _u (kn)	τ _{bu} (Mpa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (Mpa)	Obs
Sous-sol,	(45 × 50)	2.261	4,522	0,04	0,48	91.53	0,42	1	vérifiée
RDC	(45 × 45)	2,737	6,08	0,075	0,43	147.59	0,76	1,875	vérifiée
Soupente	(40 × 45)	2.499	5,55	0,075	0,43	177.18	1,03	1,875	vérifiée
1 ^{er} , 2, 3, 4, 5 et 6 ^{ème}	(40 × 40)	2,142	5,355	0,075	0,38	164.79	1,084	1,875	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	(35 × 40)	2,142	5,355	0,075	0,38	144.87	1,089	1,875	vérifiée
9(1), 9(2)	(30 × 35)	2,142	6,12	0,075	0,33	24.41	0,24	1,875	vérifiée

– Vérification de l'effort normal réduit D4, E4 redimensionnés

Tableau V.14. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	V	Observation
	b (cm)	h (cm)	B _c (cm ²)			
Sous-sol	45	50	2250	1491.83	0,26	vérifiée
RDC	45	45	2025	1355.74	0,26	vérifiée
Soupente	40	45	1800	1185.43	0,26	vérifiée
1 ^{er} , 2, 3, 4, 5, 6 ^{ème}	40	40	1600	1025.50	0,25	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	40	35	1400	355.76	0,10	vérifiée
9 ^{ème} (1) et (2)	35	30	1050	160.72	0,06	vérifiée

La suite de calcul de ferrailage pour ces deux poteaux se fera en annexe F.

▪ Calcul des armatures transversales

Le calcul se fait à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho \times V_u \times t}{h_1 \times f_e}$$

$$\lambda_g = 4,79 < 5 \text{ donc } \rho = 3,75$$

$$\rightarrow A_t = \frac{3,75 \times 0,06584 \times 0,15}{0,6 \times 400} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant contient les résultats de calcul pour les différents niveaux :

Tableau V.15. Calcul des armatures transversales.

Niveaux	Soupenste Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9(1) et 9(2)
Section (cm ²)	(55× 60)	(50× 55)	(45× 50)	(40× 45)	(35× 40)	(30× 35)
ϕ_l^{\min} (cm)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
l_f	2,737	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
λ_g	4,97	3,89	4,28	4,76	5,35	6,12
V (KN)	65,84	79,96	68,27	80,71	39,71	31,53
$t_{z,nodal}$ (cm)	10	10	10	10	10	10
$t_{z,courante}$ (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
A_t (cm ²)	1,54	2,04	1,92	2,52	0,93	0,84
A_t^{\min} (cm ²)	2,53	4,32	3,24	2,16	1,57	1,35
A_t^{adop} (cm ²)	8HA10= 6,28	8HA10= 6,28	8HA10= 6,28	8HA10= 6,28	6HA10= 4,71	6HA10= 4,71

V.2.4 Vérification nécessaires

1) Vérification au flambement

D'après le CBA 93, la relation suivante doit être vérifiée :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.16. Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ	N_u (KN)	$B_{r,cal}(m)$	B_r (m)	obs
Sous-sol	(55× 60)	2.261	14,24	2949.49	0,307	0,193	Vérifiée
RDC	(55× 60)	2,737	17,23	2518.01	0,307	0,167	Vérifiée
Soupenste	(55× 60)	2.499	15,73	2194.19	0,307	0,145	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème}	(50× 55)	2,142	14,97	1916.34	0,254	0,126	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	(45× 50)	2,142	16,67	1436.75	0,206	0,095	Vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	(40× 45)	2,142	18,55	998.76	0,163	0,067	Vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	(35× 40)	2,142	21,20	612.66	0,125	0,041	Vérifiée
9(1)et9(2)	(30× 35)	2,142	25,31	321.48	0,092	0,022	Vérifiée

→ Pas de risque de flambement à tous les niveaux.

2) Vérification des contraintes

Etant la fissuration peu nuisible, on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour notre cas on a des sections entièrement comprimée donc il faut calculer les paramètres suivants :

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad ; \quad \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

- $S = b \times h + 15(A + A')$
- $V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} \times 15(A' d' + Ad)}{B + 15(A + A')}$
- $V' = h - V$
- $M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$
- $I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.17. Vérification des contraintes à l'ELS.

Niveaux	SS, RDC, SP	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9(1), 9(2)
Section (cm²)	(55× 60)	(50× 55)	(45× 50)	(40× 45)	(35× 40)	(30× 35)
N_{ser} (KN)	2133,29	1393.22	1044.77	726.62	446.30	234.71
M_{ser} (KN.m)	12.59	9.06	7.37	6.13	4.54	4.67
Type	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
d (m)	0.58	0.53	0.48	0.43	0.38	0.33
A (cm²)	8,64	7,7	5,65	5,65	4,52	3,39
V (cm)	59,92	54.91	44.92	44.91	39,90	34,90
V' (cm)	0,075	0.080	0.072	0.089	0,092	0,092
I_{yy'} (cm⁴)	3945534	2761167	1511726	1208039	741752	425549
S (cm²)	3429	2865	2334	1884	1467	1100
σ_{b1} (Mpa)	6,41	5.04	4.69	4.08	3,28	2,51
σ_{b2} (Mpa)	6,21	4.86	4.47	3.85	3,04	2,13
σ_{bc} (Mpa)	15	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

▪ **Calcul des poteaux circulaires**

Ce tableau résume les sollicitations et le ferrailage du poteau circulaire

Tableau V.18 Ferrailage des poteaux circulaires.

Pot	Sollicitations	combi	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	A _{trans}
Ø45 (1 ^{er} et 2 ^{ème})	N _{max} → M _{cor}	ELU	553,90	16,56	22,33	-5,74	5,65	6HA12 =6,76	2HA8 =1,01
	M _{max} → N _{corr}	ELA	266,47	33,98					
Ø40 (3 ^{ème} , 4 ^{ème})	N _{max} → M _{corr}	ELU	299,23	17,11	19,66	-4,94	5,02	6HA12 = 6,76	2HA8 =1,01
	M _{max} → N _{corr}	ELA	109,66	30,03					
Ø40 (5 ^{ème})	N _{max} → M _{corr}	ELU	52,38	22,53	22,68	-5,84	5,02	6HA12 =6,76	2HA8 =1,01
	M _{max} → N _{corr}	ELA	27,43	30,22					

▪ **Calcul des poteaux associés aux voiles**

Tableau V.19. Sollicitations des poteaux associés aux voiles.

Niveaux	Section (cm ²)	Type de section	A _{cal} /face (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisi} /face (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Sous-sol, RDC, Soupente	(55× 60)	SET	9,39	26,4	5HA16=10,05	16HA16=32,17
1 ^{er} et 2 ^{ème}	(50× 55)	SET	2,82	22	5HA16=10,05	16HA16=32,17
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	(45× 50)	SET	9,47	18	5HA16=10,05	16HA16=32,17
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	(40× 45)	SPC	2,54	14,4	5HA12 = 5,65	16HA12=18,10
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	(35× 40)	SET	1,28	11,2	4HA12 = 4,52	12HA12=13,57
9(1) et 9(2)	(30× 35)	SPC	1,6	8,4	3HA12 = 3,39	8HA12=9,05

V.3 Vérification des zones nodales

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 exige de vérifier :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1,25 (|M_W| + |M_E|)$$

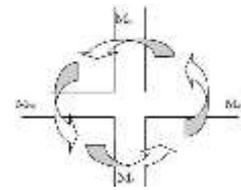


Figure V.2.Zone nodale.

• Détermination du moment résistant dans les poteaux et 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.

$$M_r = Z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec: } Z = 0,9 d \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \begin{cases} \text{ELA: 400 MPa} \\ \text{ELU: 348 MPa} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux et poutres sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.20. Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous-sol, RDC et Soupente	(55×60)	52,2	8,64	180,40
1 ^{er} et 2 ^{ème}	(50×55)	47,7	7,7	146,91
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	(45×50)	43,2	5,65	97,63
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	(40×45)	38,7	5,65	76,09
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	(35×40)	34,2	4,52	61,83
9(1) et 9(2)	(30×35)	29,7	3,39	35,03

Tableau V.21. Moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	Local	h (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous-sol	Travée	40	36	6,03	75,54
	Appui			6,03	86,83
Commerce	Travée			7,57	94,83
	Appui			9,11	131,18
Bureaux	Travée			6,82	85,44
	Appui			8,29	119,37
Etage courant	Travée			9,11	114,13
	Appui			9,11	131,18
Terrasse inaccessible	Travée			4,62	57,87
	Appui			4,21	60,62

Tableau V.22. Moments résistants dans les poutres secondaires.

Niveaux	Local	h (cm)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous-sol	Travée	35	31	3,05	32,90
	Appui			3,05	37,82
Commerce	Travée			3,05	32,90
	Appui			4,21	52,20
Bureaux	Travée			3,39	36,57
	Appui			4,21	52,20
Etage courant	Travée			3,05	32,90
	Appui			4,62	57,28
Terrasse inaccessible	Travée			3,05	32,90
	Appui			3,05	37,82

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont récapitulées dans les tableaux ci-après :

Tableau V.23. Vérification des zones nodales dans le sens principal

Niveaux	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	Obs
Sous-sol	360,8	180,4	541,2	75,54	86,83	202,96	Vérifiée
Commerce	327,31	180,4	507,71	94,83	131,18	282,51	Vérifiée
Bureaux	244,54	146,91	391,45	85,44	119,37	256,01	Vérifiée
Etage courant	159,46	97,63	257,09	114,13	131,18	306,63	Non Vérifiée
Terrasse inaccessible	96,41	61,83	158,24	57,87	60,62	148,11	Vérifiée

Tableau V.24. Vérification des zones nodales dans le sens secondaire

Niveaux	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	Obs
Sous-sol	360,8	180,4	541,2	32,90	37,82	88,4	Vérifiée
Commerce	327,31	180,4	507,71	32,90	52,20	106,37	Vérifiée
Bureaux	244,54	146,91	391,45	36,57	52,20	110,96	Vérifiée
Etage courant	159,46	97,63	257,09	32,90	57,28	112,72	Vérifiée
Terrasse inaccessible	96,86	61,83	158,69	32,90	37,82	88,4	Vérifiée

Conclusion : La vérification des zones nodales n'est pas justifiée dans le sens principal au niveau de l'étage courant, donc on augmente la section des armatures.

Tableau V.25. Vérification de la zone nodale à l'étage courant

Niveaux	$A^{adopté}$ (cm ²)	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	Obs
Etage courant	5HA14 =7,7	159,46	148,1	307,56	114,13	131,18	306,63	Vérifiée

V.4 Etude des voiles

Introduction

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 dans la zone IIa. Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de ruptures 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, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1. $1,35G+1,5Q$
2. $G+Q\mp E$
3. $0,8G\mp E$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

1. $N_{max} \rightarrow N_{corres}$
2. $M_{max} \rightarrow N_{corres}$
3. $N_{min} \rightarrow M_{corres}$

V.4.1 Recommandation du RPA

- Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

1. Les armatures de traction doivent être concentrées aux deux extrémités du voile ou du trumeau d'une manière symétrique .
2. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.
3. A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
4. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

• **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements.

Selon le RPA99/version2003, l'effort tranchant calculé doit être majoré de 40%.

La contrainte de cisaillement dans les voiles est limitée à $0,2f_{c28}$.

La section minimale à prévoir $A_{tmin} = 0,15\% (e \times t)$.

• **Règle commune**

1. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
2. L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S_t \leq \min (1,5e ; 30cm)$.
3. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
4. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
5. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

• **Détermination des longueurs (tendues et comprimées) :**

✓ $l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$

✓ $l_c = L - 2l_t$

✓ $\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$

Avec:

l_t : longueur de la zone tendue.

l_c : longueur de la zone comprimée.

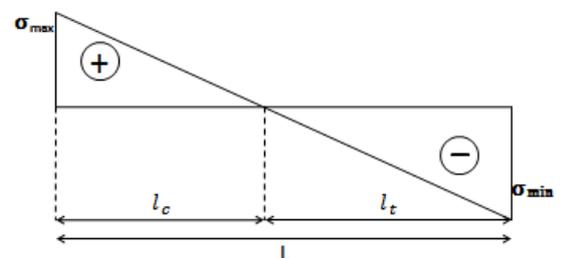


Figure V.3. répartition des longueurs tendues et comprimées

V.4.2 Sollicitation dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées du modèle. Nous présenterons les résultats pour un seul voile dans chaque sens (vu le nombre important de voiles disposés). Les sollicitations dans les autres voiles seront résumés en annexe F.

Tableau V.26. Sollicitations maximales dans le voile Vx1

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{correspondant}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{correspondant}}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KNm)	
Sous-sol	3314,30	1049,22	1325,33	1100,11	-378,3	1261,4	451,50
RDC Soupente	3083,91	1584,60	1919,03	942,45	-303,4	1847,9	703,15
1 et 2	2313,27	137,89	1049,0	1111,0	-603,7	1016,2	606,23
3 et 4	1972,50	92,81	541,17	1139,35	-651,5	312,62	449,99
5 et 6	1578,17	119,23	494,95	849,57	-517,3	378,20	337,13
7 et 8	1111,23	177,91	479,32	688,52	-309,4	400,95	191,77
9(1) et 9(2)	557,75	179,63	378,58	323,09	-64,28	123,02	150,69

Tableau V.27. Sollicitations maximales dans le voile Vy1

Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corres}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$		V_u (KN)
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N(KN)	N(KN)	M (KN.m)	
Sous sol	2428,89	566,32	761,41	2023,98	-392,2	510,67	160,34
Rdc et soupente	2406,44	649,73	741,02	1934,10	-547,4	622,67	297,19
1 ^{er} et 2 ^{ème}	1454,01	363,28	370,84	1320,99	-144,9	355,75	265,28
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	1052,34	13,15	262,11	533,32	-248,5	190,37	225,99
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	816,09	149,94	179,18	375,31	-65,29	105,68	164,97
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	612,70	99,23	125,59	556,42	-31,66	109,85	121,12
9(1) et 9(2)	325,29	84,70	86,28	280,61	-33,80	81,09	77,14

V.4.3 Calcul de ferrailage

On va exposer un exemple de calcul de ferrailage pour le voile Vx1. Les autres seront calculés de la même manière et seront résumés dans des tableaux.

- **Exemple de calcul**

Données : $L = 4,05 \text{ m}$; $e = 0,2 \text{ m}$; $d = 4 \text{ m}$; $d' = 0,05 \text{ m}$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{corres} : (sous-sol)

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1049,22}{3314,3} = 0,31 \text{ m} < \frac{l}{2} = 2,025$$

- **Calcul des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M h}{I} = \frac{3314,3 \times 10^{-3}}{0,81} + \frac{1049,22 \times 10^{-3}}{1,1} \cdot 2,025 = 6,02 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M h}{I} = \frac{3314,3 \times 10^{-3}}{0,81} - \frac{1049,22 \times 10^{-3}}{1,1} \cdot 2,025 = 2,16 \text{ MPa} \end{cases}$$

→ la section est entièrement comprimée.

Donc on vérifie la condition suivante : $N_u (d-d') - M_{ua} < (0,5h-d') b \times h \times f_{bu}$

On a: $M_{ua} = M_{uG} + N_u (d - \frac{h}{2}) = 1049,22 \times 10^{-3} + 3314,3 \times 10^{-3} (4 - \frac{4,05}{2})$

→ $M_{ua} = 7,59 \text{ MN.m}$

$(N_u (d-d') - M_{ua}) = 5,50 \text{ MN.m} < (0,5h-d') b \times h \times f_{bu} = 29,56 \text{ MN.m}$

→ $A = 0$

$$\psi = \frac{0,357 + \left(\frac{N_u (d-d') - M_{ua}}{b h^2 f_{bu}} \right)}{0,857 - \frac{d'}{h}} = 0,52 ; \quad \varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left[1 + \left(1,719 - 4,010 \frac{d'}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] = 4,31 \times 10^{-3}$$

$\varepsilon_s > \varepsilon_l \rightarrow f_s' = 400 \text{ MPa}$

$$A' = \frac{N_u - \psi b h f_{bu}}{f_s} = -111,73 \text{ cm}^2$$

→ Donc on ferraille avec A_{\min}

Sections d'armatures minimales exigées par le RPA

$$A_{\min}^{\text{voile}} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 0,2 \times 4,05 = 12,15 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des barres**

$St \leq (1,5e; 30\text{cm}) \rightarrow St \leq (30; 30\text{cm}) \rightarrow$ Soit $St = 20\text{cm}$

- **Armatures horizontales**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante : $\frac{A_h}{b_0 \times t} \geq \frac{\gamma_s \times \tau}{0,9 \times f_e}$

$\tau = \frac{1,4 V}{b \times d} = 0,79 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement

D'où : $A_h \geq \frac{\gamma_s \times \tau \times b \times t}{0,9 \times f_e} \rightarrow A_h = 0,87 \text{ cm}^2$

Tableau V.28. Ferrailage du voile Vx1 à tous les niveaux.

Niveaux	Sous sol	RDC et souterrain	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9(1) et 9(2)
Section (m ²)	0,2×4,05	0,2×4,05	0,2×4,05	0,2×4,05	0,2×4,05	0,2×4,05	0,2×4,05
N (KN)	3314,3	3083,91	2313,27	1972,50	1578,17	1111,23	557,75
M(KN.m)	1049,22	1584,60	137,89	92,81	119,23	177,91	179,63
comb	ELA	ELA	ELU	ELU	ELU	ELU	ELU
V(KN)	451,50	703,15	606,23	449,99	337,13	191,77	150,69
Type de section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
σ_{\max} (MPa)	6,02	6,70	2,88	2,60	2,16	1,69	1,01
σ_{\min} (MPa)	2,16	0,90	2,38	2,26	1,73	1,04	0,36
A (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0
A' (cm ²)	-111,73	-131,08	-152,60	-157,12	-161,69	-166,87	-173,58
A ^{min} (cm ²)	12,15	12,15	12,15	12,15	12,15	12,15	12,15
l _t (m)	0	0	0	0	0	0	0
l _c (m)	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
st (cm)	25	25	25	25	25	25	25
A _v ^{adopté} (cm ²)	12HA8+ 8HA10	12HA8+ 8HA10	12HA8+ 8HA10	12HA8+ 8HA10	12HA8+ 8HA10	12HA8+ 8HA10	12HA8+ 8HA10
τ (MPa)	0,79	1,23	1,06	0,78	0,58	0,33	0,26
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A _n ^{cal} (cm ²)	0,87	1,36	1,17	0,87	0,65	0,37	0,29
A _n ^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
st (cm)	20	20	20	20	20	20	20
A _h ^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau V.29. Ferrailage du voile Vy1 à tous les niveaux.

Niveaux	Sous sol	RDC et souterrain	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9(1) et 9(2)
Section (m ²)	0,2×2,5	0,2×2,5	0,2×2,5	0,2×2,5	0,2×2,5	0,2×2,5	0,2×2,5
N (KN)	2428,89	2406,44	1454,01	1052,34	816,09	612,70	325,29
M(KN.m)	566,32	649,73	363,28	13,15	149,94	99,23	84,70
comb	ELA	ELA	ELA	ELU	ELA	ELA	ELA
V(KN)	160,34	297,19	265,28	225,99	164,97	121,12	77,14
Type de section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
σ_{\max} (MPa)	7,57	7,93	4,65	2,16	2,35	1,70	1,05
σ_{\min} (MPa)	2,13	1,69	1,16	2,04	0,91	0,74	0,24
A (cm ²)	0	0	0	0	0	0	0
A' (cm ²)	-75,72	-74,85	-90,47	-100,21	-101,22	-104,41	-108,14
A ^{min} (cm ²)	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
l _t (m)	/	/	/	/	/	/	/
l _c (m)	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
st (cm)	25	25	25	25	25	25	25
A _v ^{adopté} (cm ²)	9HA8+ 4HA10	9HA8+ 4HA10	9HA8+ 4HA10	9HA8+ 4HA10	9HA8+ 4HA10	9HA8+ 4HA10	9HA8+ 4HA10
τ (MPa)	0,45	0,84	0,75	0,64	0,47	0,34	0,22
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A _n ^{cal} (cm ²)	0,50	0,94	0,84	0,71	0,52	0,38	0,24
A _n ^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
st (cm)	20	20	20	20	20	20	20
A _h ^{adop} (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Chapitre VI

Etude Des Fondations

VI. Introduction

Les fondations constituent les éléments de transition entre la superstructure et le sol, elles permettent de reprendre et de transmettre les charges permanentes et variables au sol, pour cela elles doivent avoir une bonne conception afin d'assurer la bonne tenue de l'ouvrage.

VI.1 Choix du type des fondations

Il dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ♦ La profondeur d'ancrage
- ♦ La capacité portante du sol
- ♦ L'importance de l'ouvrage
- ♦ La distance entre axes des poteaux

Le rapport de sol nous a permis d'aboutir aux conclusions suivantes:

- ♦ La contrainte admissible du sol est de 1,5bars
- ♦ Le type de fondation suggéré est superficiel
- ♦ L'ancrage est de 2m

D'après le RPA99/V2003(Art10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes : $\begin{cases} G + Q + E \\ 0,8G + E \end{cases}$

Cependant, le calcul à l'ELS a donné les résultats les plus défavorables.

VI.2 Calcul de la surface des fondations

$$S_{fond} = \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\rightarrow S_{fond} = \frac{63261}{150} = 421,74m^2$$

On a la surface du bâtiment : $S_{bât}=555,5m^2$

N : Effort normal transmis par l'ouvrage à l'ELS.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

$\rightarrow P = \frac{S_{fond}}{S_{bât}} \times 100 = 75,92\%$, on voit que le pourcentage P est supérieur à 50% donc nous utiliserons des semelles filantes ou un radier.

VI.3 Vérification de la semelle filante

Cette vérification consiste à déterminer la semelle filante la plus sollicitée sous différentes combinaisons, pour cela il faut déduire les efforts normaux situés sous les files de portiques (les résultats sont retirés à partir du logiciel ETABS).

Tableau VI.1 La somme des efforts normaux à l'ELS dans les différents types de portique

Files de portiques	A	B	C	D	E	F	G	H
Somme des efforts normaux à l'ELS(KN)	2961.31	4982.21	5677.01	8669.85	9784.52	6389.55	4181.74	1448.84

On remarque que la file E est la file la plus sollicitée.

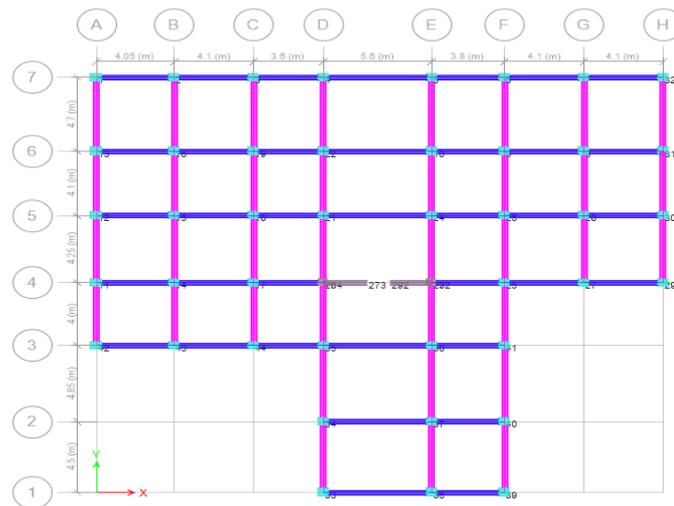


Figure VI.1 Illustration des différents types de portique

On effectue dans ce qui suit le calcul de la semelle filante(SFE), de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de 7 poteaux et d'un voile V_{y3} avec un débord de 0,5m.

$L= 27,7m$; $N_E=9784.52KN$; $N_{V_{y3}}=2708,76KN$, $M_E=98,80KN.m$; $a= 0,55m$; $b= 0,6m$

A partir du modèle Meyerhof :

$$B \geq \frac{1,2N}{\sigma_{sol} \times (L-2e)} ; \quad e = \frac{M}{N} = \frac{98,80}{12493,28} = 0,007m$$

$$B \geq \frac{1,2N}{\sigma_{sol} \times (L-2e)} = 2,82 m$$

On prend : $B=2,9m$.

On remarque qu'il n'y a pas de risque de chevauchement entre les semelles alors on opte pour des semelles filantes.

VI.4 Dimensionnement de la poutre de rigidité

1) Calcul de la hauteur h_t

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0,05 \rightarrow h_t = 0,625 m$$

On opte pour $h_t=0,65m$

2) Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K_z \times B}}$$

L_e : Longueur élastique

K_z : Coefficient de raideur du sol

$E = 32 \times 10^6 \text{ KPa}$, $B=2,9\text{m}$, Pour sol moyen $K_z = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$, $I=1,014\text{m}^4$ (Obtenu avec Auto CAD)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 1,014}{4 \times 10^4 \times 2,9}} = 5,78\text{m}$$

$$L_{max} < \frac{\pi \times L_e}{2} \rightarrow 4,85 < \frac{3,14 \times 5,78}{2} = 9,07\text{m} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

3) Calcul de la hauteur de la poutre de rigidité

$$\frac{L}{9} \leq h_1 \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{4,85}{9} \leq h_1 \leq \frac{4,85}{6}$$

$$\rightarrow 0,53 \leq h_1 \leq 0,8 \rightarrow \text{On prend } h_1 = 0,75\text{m}$$

L : la plus grande distance entre deux poteaux dans la file considérée.

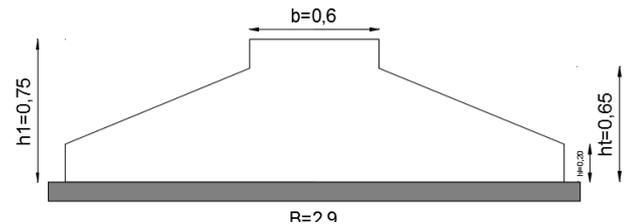


Figure VI.2. Coupe transversale d'une semelle filante.

VI.4.1 Calcul de l'effort sollicitant la semelle filante

$$q_{ref} = \frac{1,2N}{B \times (L - 2e)} \quad ; \quad P = q_{ref} \times B$$

P : La réaction du sol.

$$ELU \rightarrow \begin{cases} q_{ref} = \frac{1,2 \times 13517,84}{2,9 \times (27,7 - 0,02)} = 202,08 \text{ KN/m}^2 \\ P_u = 202,08 \times 2,9 = 586 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$ELS \rightarrow \begin{cases} q_{ref} = \frac{1,2 \times 12493,28}{2,9 \times (27,7 - 0,02)} = 146,27 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = 146,27 \times 2,9 = 424,18 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

1) Ferrailage transversal de la semelle

$$A_{\parallel B} \geq \frac{P_u \times (B - b)}{8 \times d \times f_{su}}$$

$$A_{\parallel B} \geq \frac{586 \times (290 - 60) \times 10^2}{8 \times 60 \times 3480} = 8,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

\rightarrow Choix des barres 8HA12=9,05cm²/ml, St= 10cm

2) Armatures de répartition

$$A_{\parallel L} = \frac{A_{\parallel B}}{3} = \frac{9,05}{3} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend 6HA8}=3,02\text{cm}^2/\text{ml}, S_t=15\text{cm}$$

3) Calcul des sollicitations sur la poutre de rigidité

La poutre de rigidité est soumise à : $P_u = 586 \text{ KN/ml}$ et $P_s = 424,18 \text{ KN/ml}$, le calcul des sollicitations sera fera par le logiciel ETABS 2016.

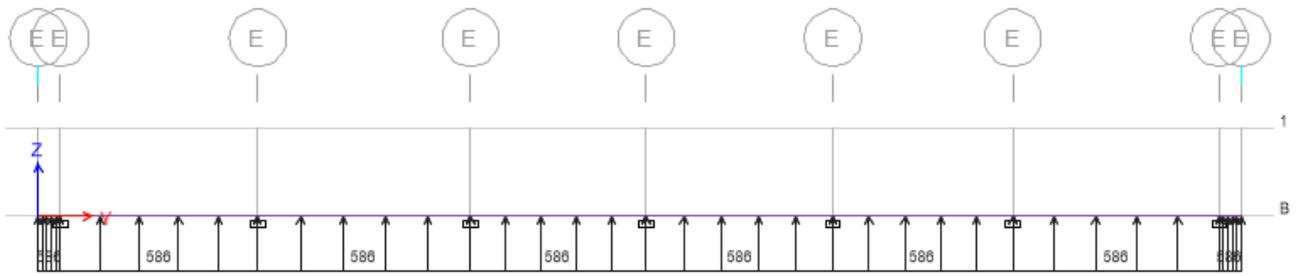


Figure VI.3. Schéma statique de la poutre de rigidité à l'ELU.

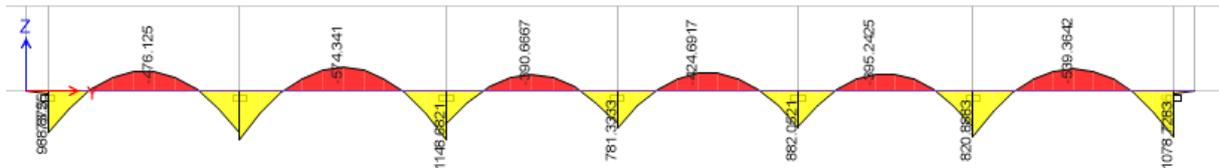


Figure VI.4. Diagramme des moments dans la poutre de rigidité à l'ELU.



Figure VI.5. Diagramme des efforts tranchants dans la poutre de rigidité à l'ELU.

Les résultats des moments et des efforts tranchants maximaux sont :

A l'ELU : $M_a=1148,62 \text{ KN.m}$; $M_t= 574,34 \text{ KN.m}$; $V_u= 1421,05 \text{ KN}$

A l'ELS : $M_a=831,48 \text{ KN.m}$; $M_t= 415,74 \text{ KN.m}$

VI.4.2 Calcul de ferrailage de la semelle filante

On a $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $F_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bu}=14,2 \text{ MPa}$; $f_{su}= 348 \text{ MPa}$

1) Ferrailage de la partie inférieure

$$\mu_{bu} = \frac{M_{amax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1148,62 \times 10^4}{60 \times 70^2 \times 142} = 0,275 \rightarrow \text{Pivot B} ; \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$A_u \geq \frac{M_{amax}}{z \times f_{su}} = \frac{1148,62 \times 10^4}{65,2 \times 3480} = 50,62 \text{ cm}^2 \text{ On prend } (4\text{HA}32+4\text{HA}25=51,81 \text{ cm}^2)$$

2) Ferrailage de la partie supérieure

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tmax}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{574,34 \times 10^4}{60 \times 70^2 \times 142} = 0,137 \rightarrow \text{Pivot B} ; \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$A_u \geq \frac{M_{tmax}}{z \times f_{su}} = \frac{574,34 \times 10^4}{64,84 \times 3480} = 25,45 \text{ cm}^2 \text{ On prend } (4\text{HA}25+2\text{HA}20=25,92 \text{ cm}^2)$$

3) Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$

$$\tau_u = \frac{1421,05 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,7} = 3,38 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

On voit qu'il y a un risque de cisaillement, donc on augmente h_1 à 1m.

$$\tau_u = \frac{1421,05 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,95} = 2,49 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{b \times S_t} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3 k f_{t28})}{0,9 \times f_e} = \frac{1,15 \times (24,9 - (0,3 \times 21))}{0,9 \times 4000} = 5,94 \times 10^{-3}$$

Pour $A_t = 8\text{HA}10 = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t \leq \frac{6,28}{5,94 \times 10^{-3} \times 60} = 17,62 \text{ cm}$

▪ **Espacement maximal(CBA93)**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 4 \text{ bars} \rightarrow S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{b \times 4} = 104,67 \text{ cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

▪ **Les armatures de peau**

D'après les prescriptions du CBA93 : la section des armatures de peau est d'au moins 3cm² par mètre de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas : h_l=1m alors A_{tp}=6cm².

→ On prend 6HA12= 6,79cm²

Après redimensionnement on obtient le ferrailage suivant :

$$A_{\text{inf}} = 37,62 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\text{adoptée}} = 12\text{HA}20 = 37,7 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{sup}} = 18,07 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{\text{adoptée}} = 6\text{HA}20 = 18,85 \text{ cm}^2$$

VI.4.3 Vérification des contraintes

Tableau VI.2. Vérification de semelle SFE à l'ELS.

Semelle	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _b ≤ σ _b (MPa)	Condition	σ _s ≤ σ _s (MPa)	Condition	
SFE	Sup	415,74	25,57	1697369	6,26 < 15	Vérifiée	255,05 < 201,63	N. Vérifiée
	Inf	831,48	33,92	2890292	9,76 < 15	Vérifiée	263,53 < 201,63	N. vérifiée

Donc on recalcule à l'ELS : $A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\sigma_s}$; $\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$; $\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_s}$

Tableau VI.3. Calcul de A à l'ELS.

Semelle	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	σ _s ≤ σ _s (MPa)	cdt	
SFE	Sup	415,74	23,84	8HA20=25,13	193,74 < 201,63	Vérifiée
	Inf	831,48	49,27	4HA32+4HA25= 51,81	195,17 < 201,63	vérifiée

VI.4.4 Schéma de ferrailage

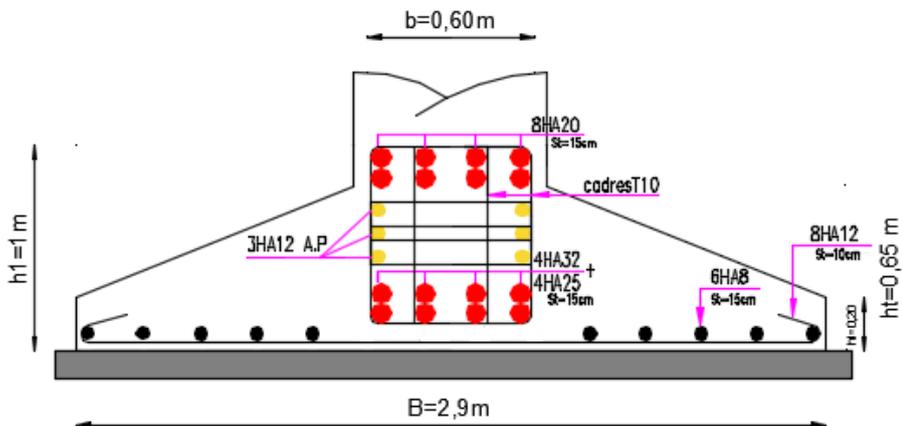


Figure VI.6. Schéma de ferrailage de la semelle SFE.

VI.5 Etude des longrines

VI.5.1 Pré dimensionnement des longrines

D'après le RPA99/2003, on doit vérifier les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarisés, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appuis dans le plan horizontal.
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont : (25x30) cm².
- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm; 15Ø).
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20\text{KN}$

Avec N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

VI.5.2 Vérification

Données : $N_u=2742,72\text{KN}$ et $N_s= 1979,81\text{KN}$

D'après le RPA $\rightarrow \alpha=15$ en zone II, site S2.

$$F_u = \frac{2742,72}{15} = 182,84\text{KN} \rightarrow F > 20 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1979,81}{15} = 131,98\text{KN} \rightarrow F > 20 \text{ KN}$$

VI.5.3 Ferrailage

1) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0,18284 \times 1,15}{400} = 5,25\text{cm}^2 ; A_s = \frac{N_s}{\sigma_s} = \frac{0,13198}{201,63} = 6,54\text{cm}^2$$

La section choisie est de (30x35)cm² $\rightarrow A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 6,3 \text{ cm}^2$

On prend : 6HA12 = 6,79cm².

2) Armatures transversales

$S_t \leq \min(20\text{cm}, 15\phi) \rightarrow$ On choisit un cadre et un étrier ϕ_8 , pour un espacement de 15cm.

3) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_s = 6,79\text{cm}^2 \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1050 \times 2,1}{400} = 5,51\text{cm}^2$$

\rightarrow La condition est vérifiée.

VI.5.4 Schéma de ferrailage

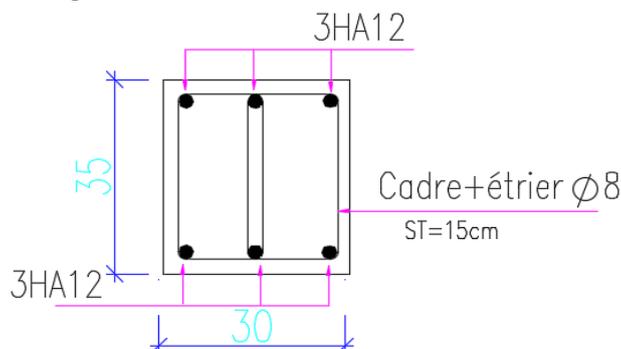


Figure VI.7. Schéma de ferrailage de la longrine.

VI.6 Etude du voile périphérique

VI.6.1 Introduction

Selon le RPA99/Version 2003 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 15cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

VI.6.2 Dimensions du voile

- On prend le panneau recouvrant la plus grande travée.
- La Hauteur $h=5,23m$
- La longueur $L=5,6$
- L'épaisseur $e=20cm$

VI.6.3 Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

- Le poids spécifique $\gamma_h = 21,1KN/m^3$
- La cohésion $C= 0,5 bars$
- L'angle de frottement $\varphi = 4^\circ$

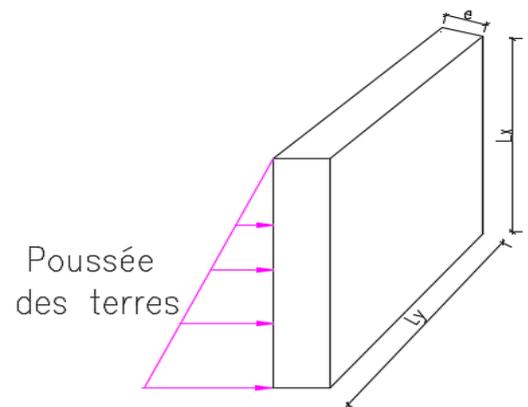


Figure VI.8.Schéma représentatif du voile périphérique.

VI.6.4 Evaluation des charges et surcharges

- La poussée des terres sur le rideau

$$G = h \left(\gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) = 91,09KN/m^2$$

- La surcharge d'exploitation ($q=10KN/m^3$)

$$Q = q \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \left(\frac{2C}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right] = 8,61KN/m^2$$

VI.6.5 Ferrailage du voile périphérique

Le voile périphérique sera ferrillé en deux panneaux de dalle sur quatre appuis uniformément chargée, le plancher, les poteaux et les fondations assureront l'encastrement.

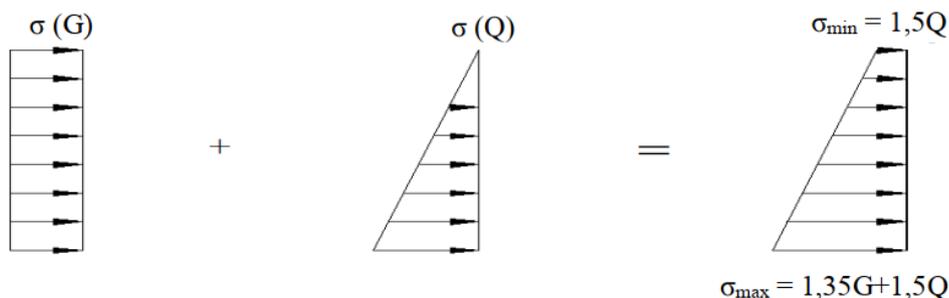


Figure VI.9.Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4}$$

A l'ELU : $\sigma_{\max} = 135,88 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{\min} = 12,91 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_m = 105,13 \text{ KN/m}^2$

A l'ELS : $\sigma_{\max} = 99,7 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_{\min} = 12,91 \text{ KN/m}^2$; $\sigma_m = 78 \text{ KN/m}^2$

$q_u = \sigma_m \times 1\text{ml} = 105,13 \text{ KN/ml}$; $q_s = \sigma_m \times 1\text{ml} = 78 \text{ KN/ml}$

1) Panneau D₁

▪ **Calcul des moments**

$L_x = 2,93 \text{ m}$; $L_y = 5,3 \text{ m}$; $e = 0,20 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,55 > 0,4 \rightarrow$ Le voile travaille dans les deux sens

$$ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0894 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases} ; ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0936 \\ \mu_y = 0,415 \end{cases}$$

Le calcul des moments sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.4. Calcul des moments.

Moments	$M_0^x (\text{KN.m})$	$M_0^y (\text{KN.m})$	$M_t^x (\text{KN.m})$	$M_t^y (\text{KN.m})$	$M_{ax} (\text{KN.m})$
ELU	80,68	20,17	68,58	17,14	40,34
ELS	62,67	26,01	53,27	22,10	31,33

▪ **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section ($b \times e$) $\rightarrow A_{\min} = 0,1\% b \times h$

Tableau VI.5. Calcul de ferrailage du panneau D₁ à l'ELU.

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{adopt} (\text{cm}^2)$	
En travée	x-x	68,58	0,1549	0,203	0,165	11,92	2	8HA14=12,32
	y-y	17,14	0,037	0,047	0,176	2,79	2	4HA10=3,14
En appui	40,34	0,087	0,115	0,171	6,75	2	6HA12=6,79	

▪ **Calcul des espacements**

$S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \rightarrow S_t = 20\text{cm}$

▪ **Calcul de l'effort tranchant**

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = 140,85 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = 23,79 \text{ KN} \end{cases}$$

▪ **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,78 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

▪ **Vérification à l'ELS**

On doit vérifier les conditions suivantes : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$; $\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$

Tableau VI.6. Vérification des contraintes à l'ELS.

Position		M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\frac{\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}$ (MPa)	OBS	$\frac{\sigma_s < \bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_s}$ (MPa)	OBS
En travée	x-x	53,27	6,51	33594	10,33<15	Vérifiée	273,17>201,63	Non vérifiée
	y-y	22,10	3,67	11320	7,17<15	Vérifiée	419,55>201,63	Non vérifiée
En appui		31,33	5,12	21370	7,50<15	Vérifiée	282,93>201,63	Non vérifiée

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc on recalcule à l'ELS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s}; \alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}; \beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

Tableau VI.7. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
En travée	x-x	53,27	17,45	12HA14=18,47
	y-y	22,10	6,81	5HA14=7,7
En appui		31,33	9,83	9HA12=10,18

2) Panneau D2

▪ Calcul des moments

$$L_x = 1,7 \text{ m}; L_y = 5,3 \text{ m}; e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,32 < 0,4 \rightarrow \text{Le voile travaille dans un seul sens}$$

$$M_0^x = \frac{q_u \times L_x^2}{8} = 37,97 \text{ KN.m}; M_t^x = 0,85 M_0^x = 32,27 \text{ KN.m}; M_a^x = -0,5 M_0^x = -18,98 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul de ferrailage

Tableau VI.8. Ferrailage du panneau D₂ à l'ELU.

Position	d(m)	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _x (cm ² /m)	A _{min} (cm ² /m)	A _{adopt} (cm ² /m)
Travée	0,18	32,27	0,070	0,091	0,173	5,35	2	5HA12=5,65
Appui	0,18	18,98	0,041	0,052	0,176	3,09	2	3HA12=3,39

▪ Calcul des espacements

$$S_t \leq \min(2e; 25\text{cm}) \rightarrow S_t = 20\text{cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 89,36 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,496 \text{ MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa (la condition est vérifiée)}$$

▪ Armatures de répartition

$$A_{ty} = \frac{A_{tx}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay} = \frac{A_{ax}}{4} = 0,84 \text{ cm}^2 \text{ On prend } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

▪ Vérification à l'ELS

Tableau VI.9. Vérification des contraintes à l'ELS.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	OBS	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ (MPa)	OBS
Travée	23,94	4,74	18451	6,15 < 15	Vérifiée	258,17 > 201,63	Non vérifiée
Appui	14,08	3,8	12082	4,43 < 15	Vérifiée	248,36 < 201,63	Non Vérifiée

On recalculé à l'ELS :

Tableau VI.10. Calcul des armatures à l'ELS.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Travée	23,94	7,23	5HA14=7,7
Appui	14,08	4,17	4HA12=4,52

VI.6.6 Schéma de ferrailage

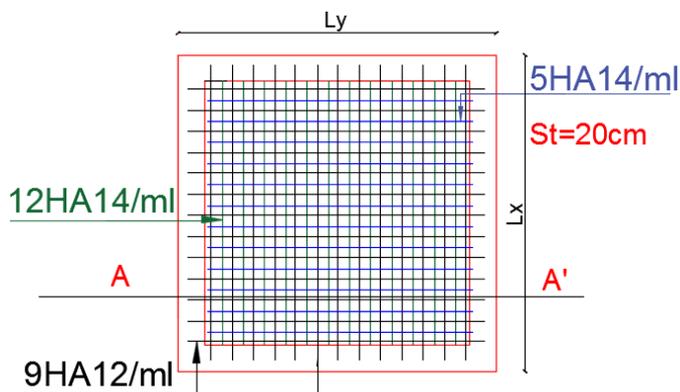


Figure VI.10. Schéma de ferrailage du panneau D1

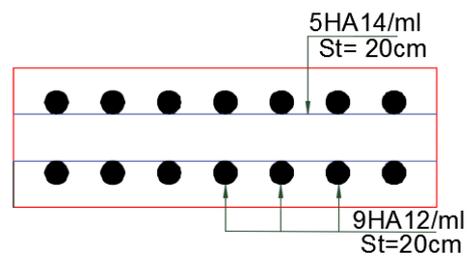


Figure VI.11. Coupe A-A' du panneau D1

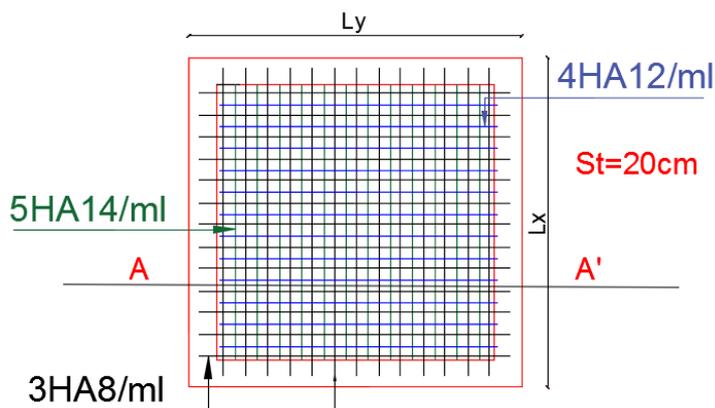


Figure VI.12. Schéma de ferrailage du panneau D2

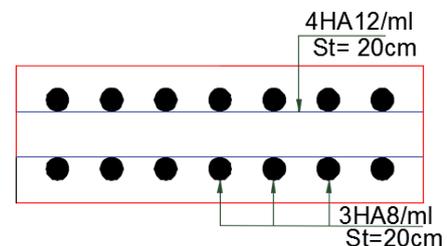


Figure VI.13. Coupe A-A' du panneau D2

Conclusion

Conclusion générale

Lors de l'étude qui a été menée, nous avons appliqué et élargi nos acquis pédagogiques durant notre cursus universitaire, tel que nous avons pu élaborer le squelette du bâtiment, évaluer sa résistance et manipuler le logiciel de calcul ETABS 2016.

Voici les conclusions auxquelles nous avons abouti :

- Le plancher corps creux peut-être remplacé par une dalle pleine s'il reçoit des charges très importantes.
- Les formes irrégulières dans les planchers affectent le comportement dynamique de la structure en créant une torsion dès les premiers modes.
- Le bon comportement d'une structure vis-à-vis du séisme est relatif à de nombreux facteurs, les principaux étant un dimensionnement adéquat et une bonne disposition des éléments de contreventement.
- L'apport de certaines modifications architecturales est parfois nécessaire lors de la modélisation et de la justification des interactions.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que la majorité des poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99.
- Afin d'éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants au niveau des zones nodales.
- Pour assurer la bonne tenue de l'ouvrage il faudra avoir une bonne conception des fondations.

Nous pouvons conclure qu'une étude d'un ouvrage en génie civil ne repose pas uniquement sur des calculs théoriques, mais surtout sur une bonne analyse des données et résultats, tout en assurant la sécurité et en tenant compte du volet économique.

Bibliographie

Règlements :

- Règles de Calcul de Béton Armé DTR B.C.2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations).
- Règles Parasismique Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91/99.
- Cours de 3ème année licence, Master1,2.

Logiciels :

- Excel.
- Word.
- ETABS2016.
- AutoCAD2016.

Annexes

Annexe A

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe B

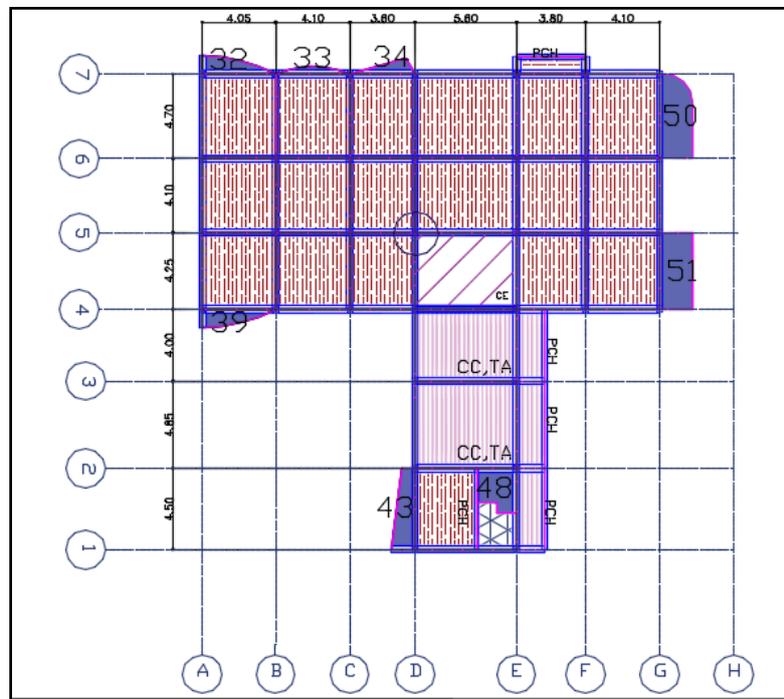
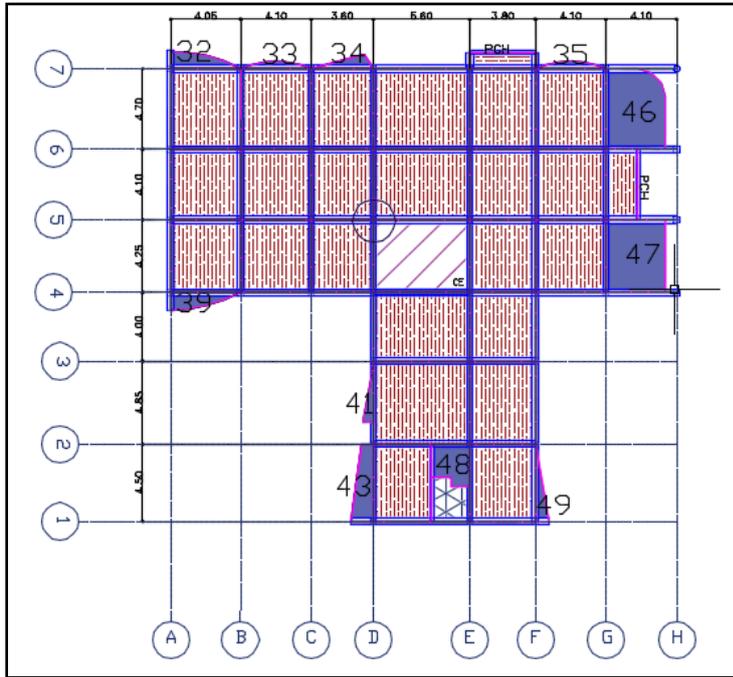
Tableau des armatures

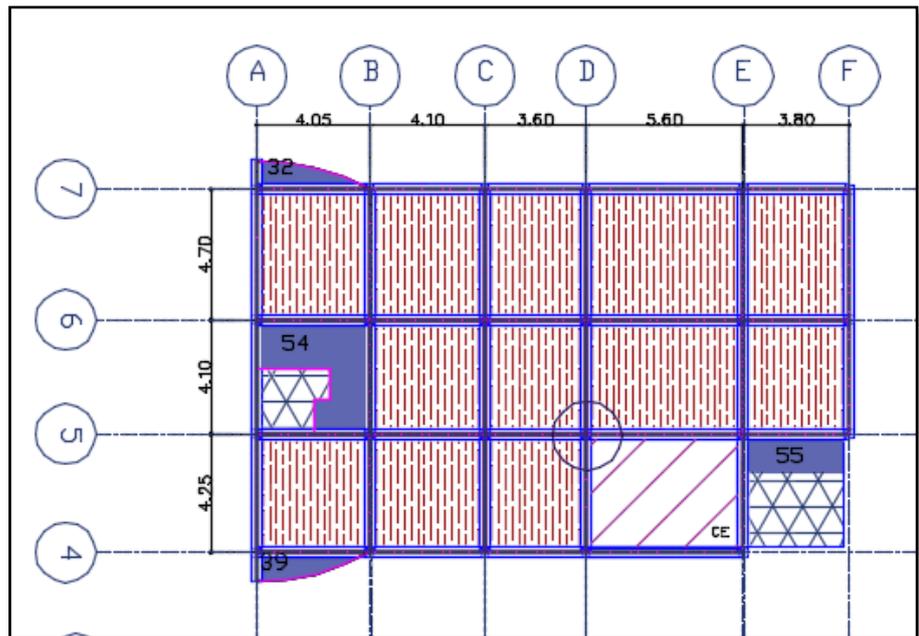
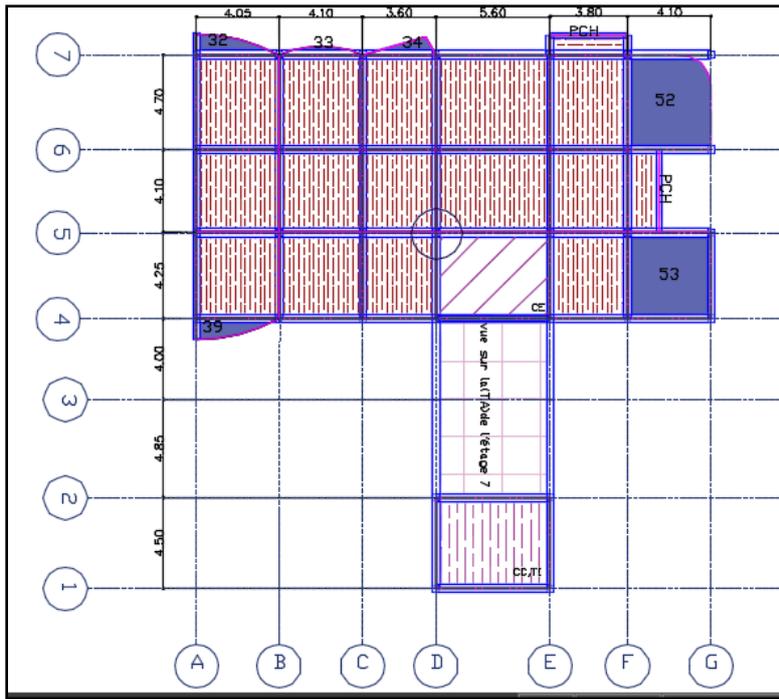
(en cm²)

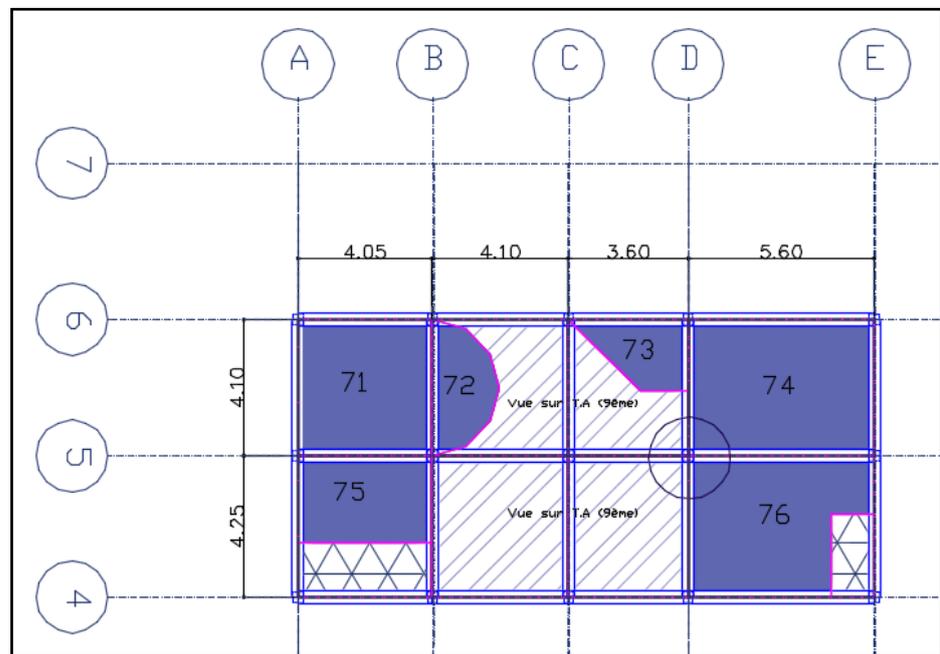
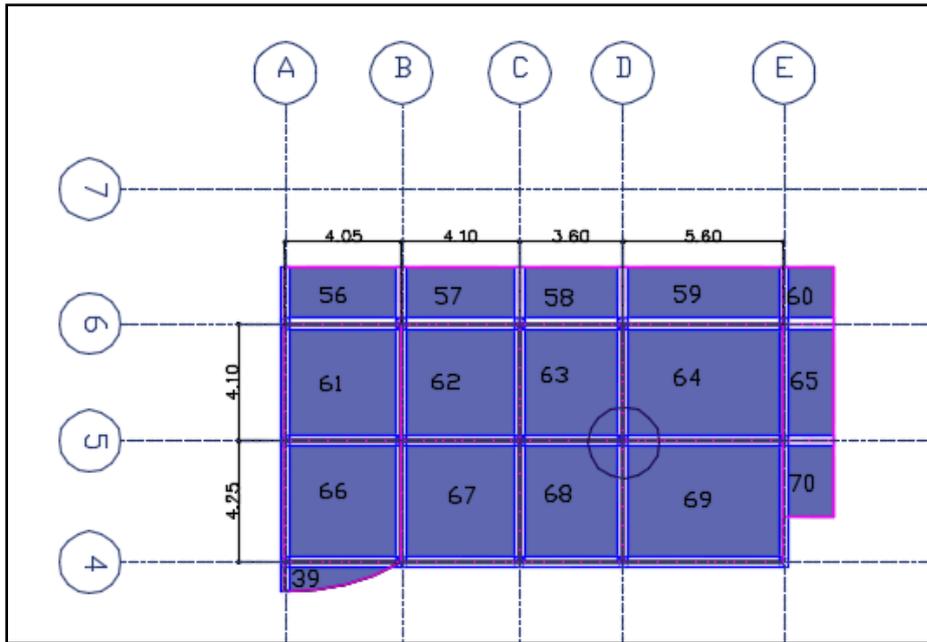
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	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

Annexe C

Illustration des autres panneaux de dalles

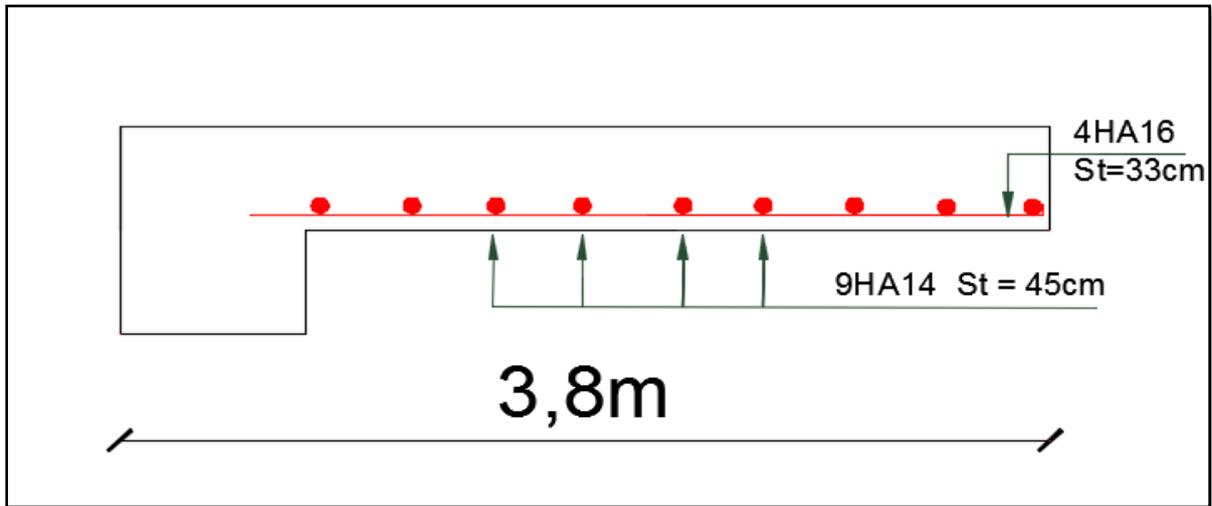






Annexe D

Schémas de ferrailage



Coupe dalle pleine D47.

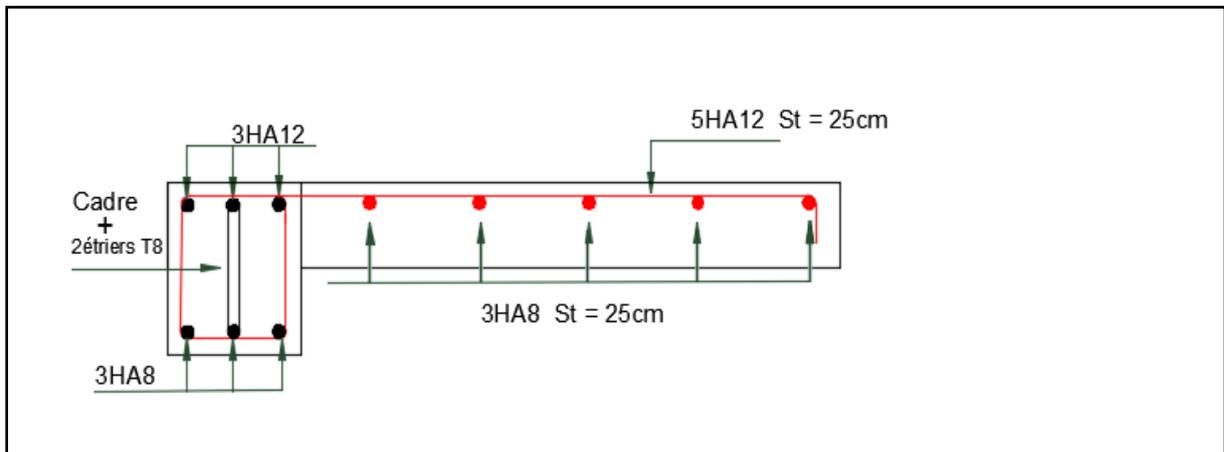


Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée et la poutre brisée.

Annexe E

Schémas de ferrailage des éléments structuraux

Poutres

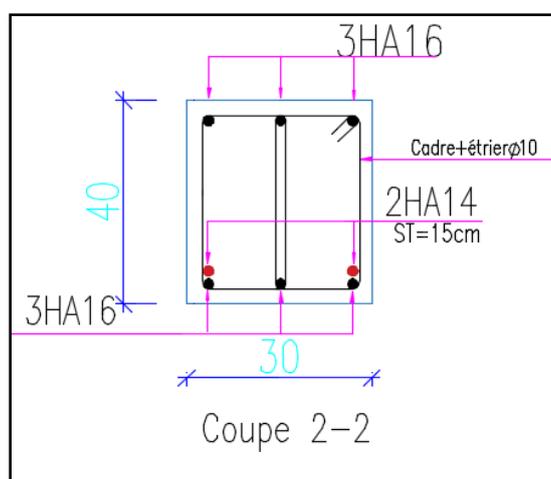
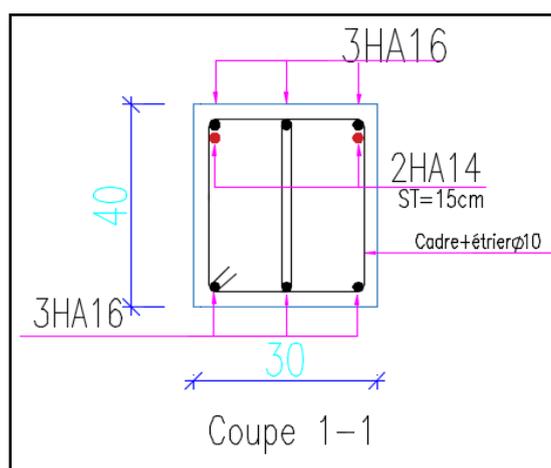
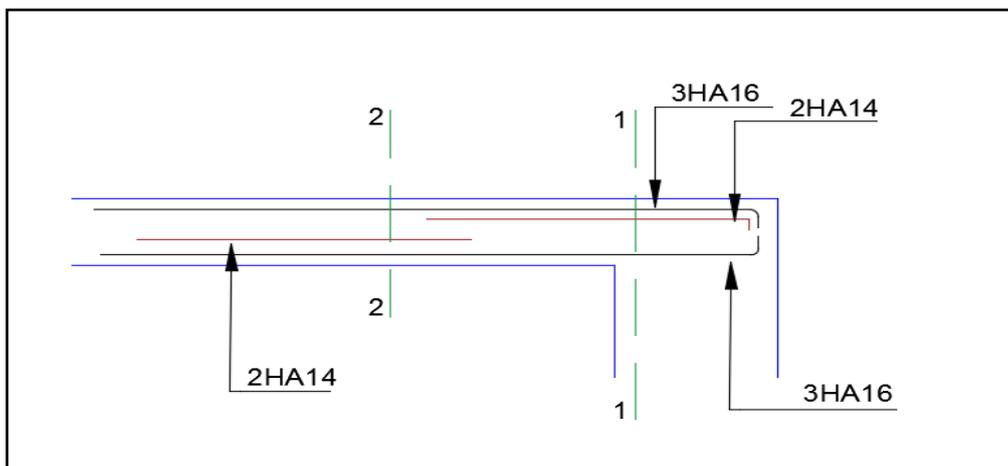


Schéma de ferrailage des poutres principales (30×40) Etage courant

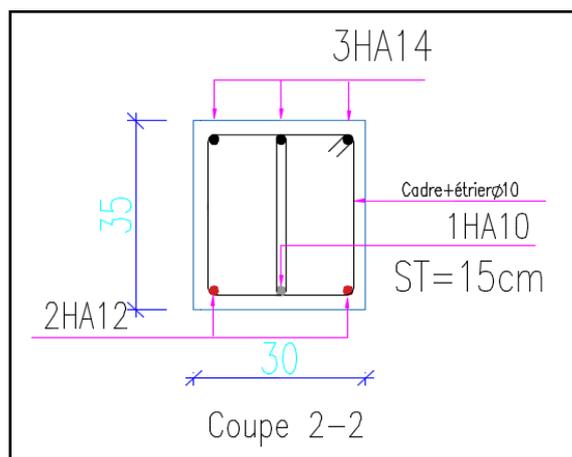
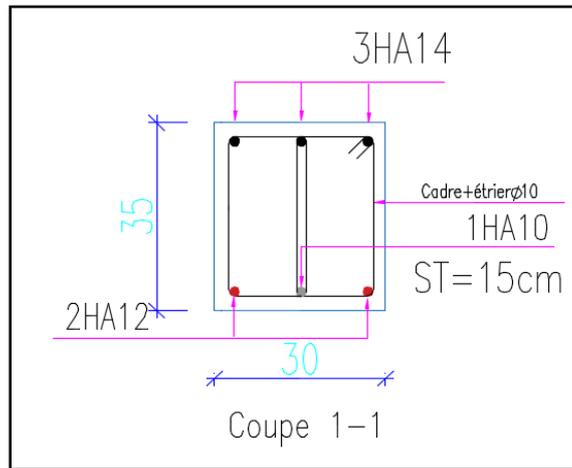
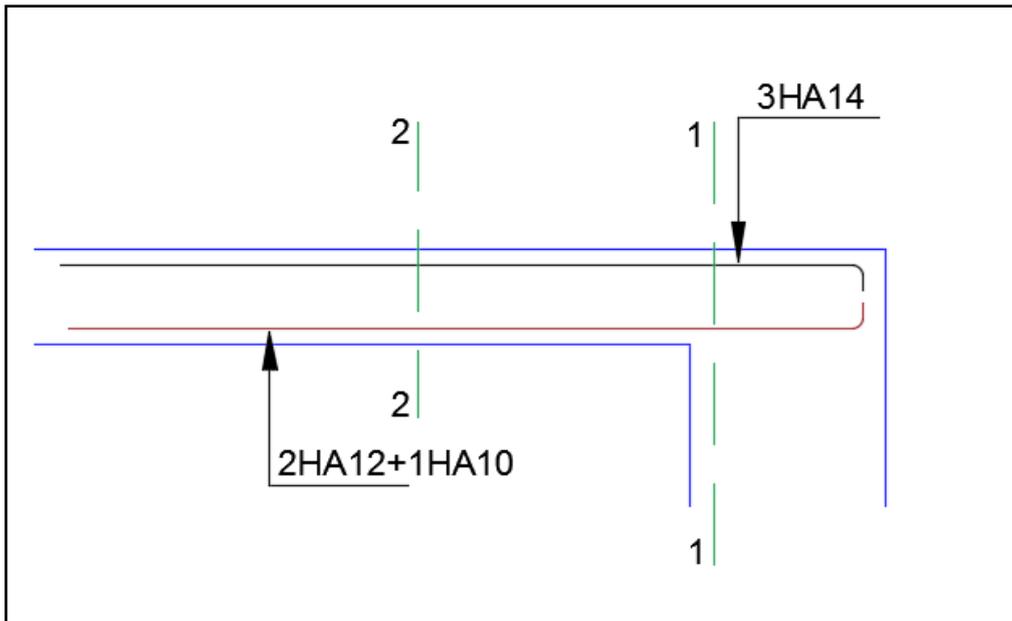
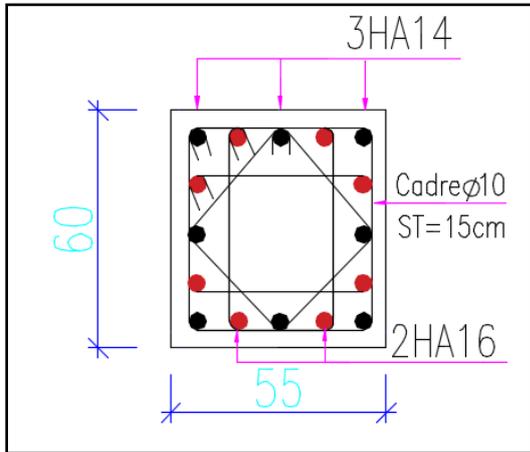
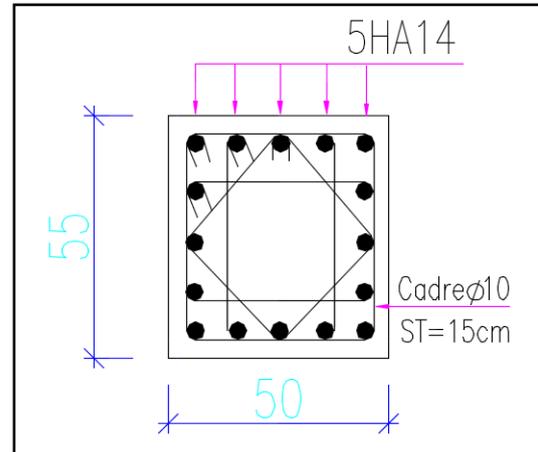


Schéma de ferrailage des poutres secondaires (30×35) Etage courant

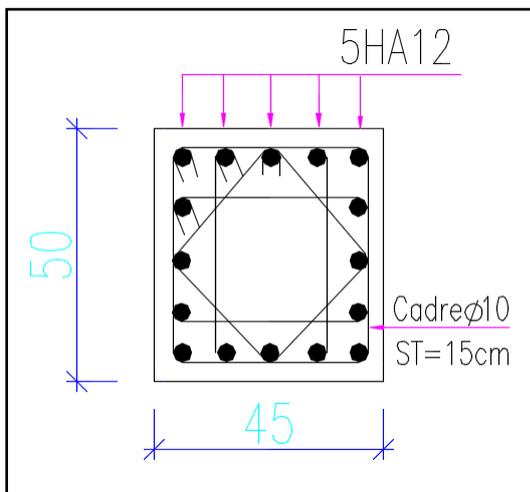
Poteaux



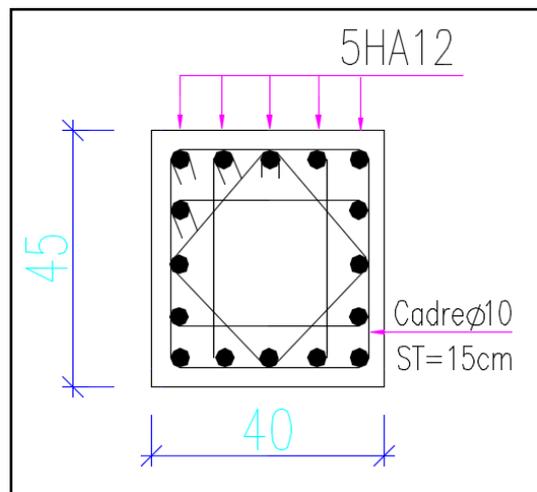
Poteau Sous-sol, RDC, Soupente



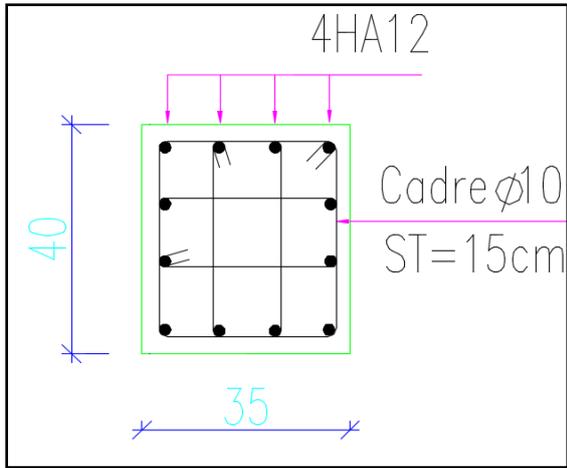
Poteau 1^{er}, 2^{ème}



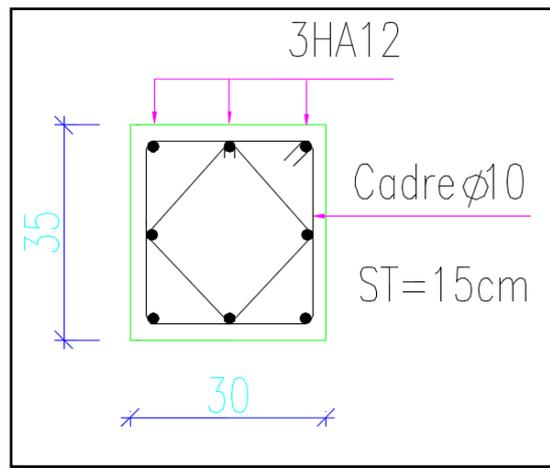
Poteau 3^{ème}, 4^{ème}



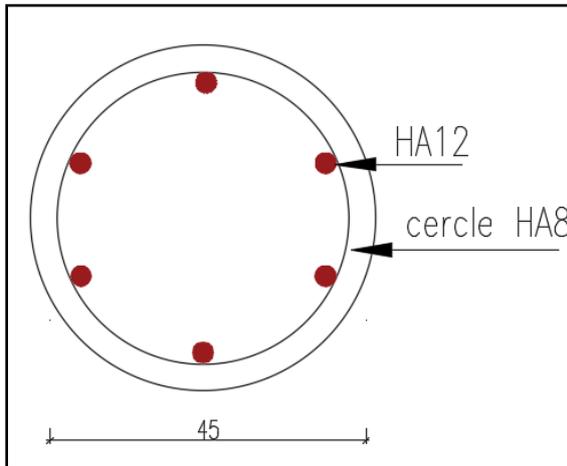
Poteau 5^{ème}, 6^{ème}



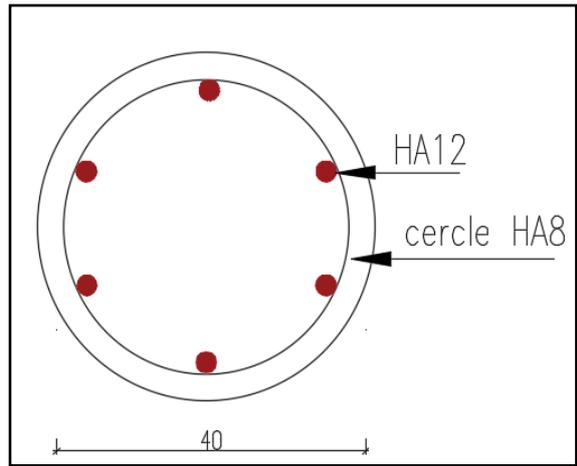
Poteau 7^{ème} , 8^{ème}



Poteau 9(1) , 9(2)

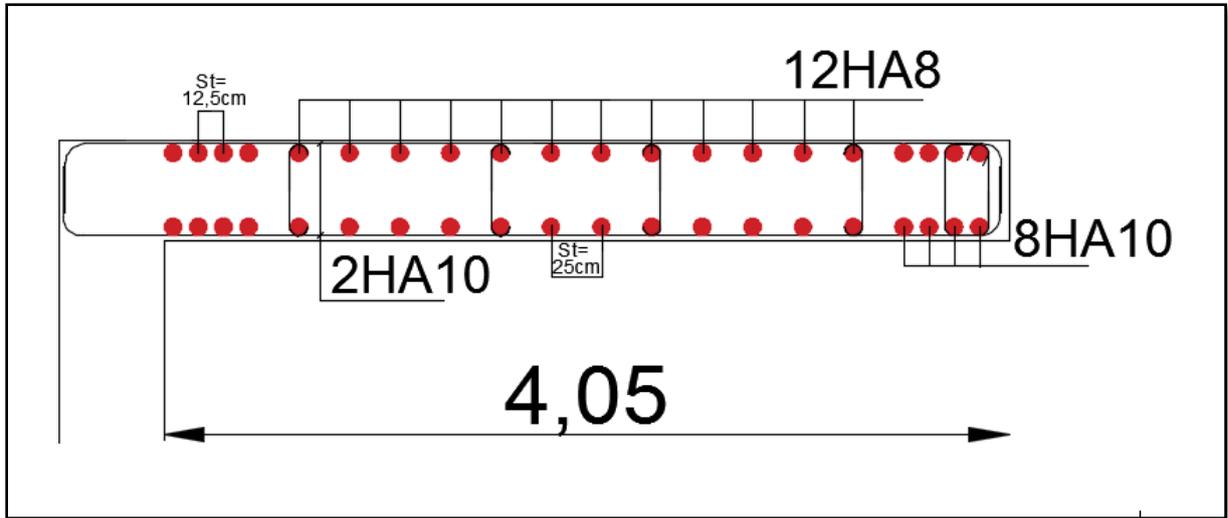


Poteau circulaire 1^{er} , 2^{ème}



Poteau circulaire 3^{ème} , 4^{ème} , 5^{ème}

Voile



Sollicitations et ferrailage des autres Voiles

Niveaux	Sens	Voile	N _{max} → M _{corres}		M _{max} → N _{corres}		N _{min} → M _{corres}		V(KN)
			N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol	Sens X	Vx2	1625,18	68,34	68,34	1625,18	-580,62	17,76	185,91
		Vx3	2231,72	64,73	104,78	1179,04	-623,78	88,55	195,09
		Vx4	1510,48	607,30	673,52	618,14	-263,94	659,25	184,05
	Sens Y	Vy2	1760,60	30,44	1219,9	1573,9	-544,38	864,23	172,33
		Vy3	2708,76	38,68	293,63	2180,10	-1075,5	247,67	106,13
RDC et Soupente	Sens X	Vx2	1519,97	176,44	184,82	1177,09	-243,14	172,29	127,86
		Vx3	2255,49	284,01	388,45	827,07	-308,83	373,37	206,37
		Vx4	1301,38	36,45	633,66	599,20	-294,91	628,29	167,155
	Sens Y	Vy2	1632,22	16,528	1150,4	1403,04	-375,01	629,92	326,74
		Vy3	2525,67	23,22	452,19	2090,50	-958,95	421,27	138,79
		Vy4	1508,23	29,26	1665,3	1167,13	-563,53	874,37	445,87
1 ^{er} et 2 ^{ème}	Sens X	Vx2	1300,39	12,03	104,01	822,71	-488,85	78,24	96,84
		Vx3	1824,37	29,07	154,85	1585,48	-627,96	98,64	91,75
		Vx4	1025,75	32,01	261,11	814,20	-355,87	156,17	123,72
	Sens Y	Vy2	1478,99	459,99	535,19	1417,87	-213,37	319,43	265,81
		Vy3	2252,98	30,69	219,53	1540,32	-866,54	124,23	96,57
		Vy4	1163,34	64,60	894,43	906,31	-381,84	327,4	365,82
3 ^{ème} et 4 ^{ème}	Sens X	Vx2	1089,80	17,82	86,09	706,18	-371,91	62,05	83,52
		Vx3	1535,71	30,67	108,39	1266,28	-371,91	62,05	69,54
		Vx4	766,75	30,25	292,47	599,93	-143,37	217,22	121,58
	Sens Y	Vy2	1288,62	246,06	283,98	487,96	-174,38	172,15	199,89
		Vy3	1939,28	68,38	253,15	706,34	-702,51	136,37	127,96
		Vy4	647,44	40,29	417,13	506,02	-260,27	218,54	378,18
5 ^{ème} et 6 ^{ème}	Sens x	Vx2	822,60	29,35	73,08	375,05	-224,8	59,16	63,64
		Vx3	1225,18	31,94	81,69	1009,74	-397,65	52,86	63,46
		Vx4	487,12	286,91	286,91	487,12	-59,207	212,43	102,07
	Sens Y	Vy2	1009,53	145,31	223,45	783,44	-139,81	117,41	140,04
		Vy3	1565,69	38,05	241,48	1031,14	-509,45	111,30	115,23
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	Sens X	Vx2	522,80	55,07	73,94	293,69	-94,84	50,56	44,33
		Vx3	856,88	17,03	55,19	566,82	-208,47	36,88	36,86
		Vx4	190,70	180,82	180,82	190,70	-25,57	140,34	112,79
	Sens Y	Vy2	686,13	157,04	217,68	668,40	-99,01	180,34	109,01
		Vy3	1104,92	27,88	297,03	708,33	-324,95	177,15	120,29
9(1) et 9(2)	Sens X	Vx2	190,95	9,57	106,71	87,33	-12,26	58,91	83,55
		Vx3	433,02	5,50	64,03	378,28	-69,53	32,90	64,10
	Sens Y	Vy2	353,81	170,64	170,64	353,81	-24,20	28,33	70,59
		Vy3	539,59	1,36	338,15	325,97	-96,57	19,92	173,29

τ (MPa)	0,91	0,96	0,42	0,32	0,29	0,17	0,29
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_h^{cal} (cm ²)	1,01	1,07	0,47	0,36	0,32	0,19	0,33
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
st (cm)	20	20	20	20	20	20	20
$A^{adop}_{/face}$	2HA10						

Tableau ferrailage Voile Vx4

Niveaux	Sous sol	RDC et soutente	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Section (m ²)	0,2×2,5	0,2×2,5	0,2×2,5	0,2×2,5	0,2×2,5	0,2×2,5
N (KN)	1510,48	1301,38	1025,75	599,93	487,12	190,7
M(KN.m)	607,30	36,45	32,01	292,47	286,91	180,82
comb	ELA	ELU	ELU	ELA	ELA	ELA
V(KN)	184,05	167,15	123,72	121,58	102,07	112,79
Type de section	SEC	SEC	SEC	SPC	SPC	SPC
σ_{max} (MPa)	5,93	2,77	2,20	2,6	2,91	1,24
σ_{min} (MPa)	0,1	2,42	1,89	-0,2	-1,76	-0,48
A^{cal} (cm ²)	/	/	/	-5,08	1,69	-0,63
$A'(cm^2)$	-86,42	-96,83	-100,27	/	/	/
A^{min} (cm ²)	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
l_t (m)	/	/	/	0,18	0,94	0,7
l_c (m)	2,5	2,5	2,5	2,13	0,61	1,09
A^{min}_{tendu} (cm ²)	/	/	/	0,72	3,77	2,80
A^{min}_{comp} (cm ²)	/	/	/	4,27	1,22	2,19
st (cm)	25	25	25	25	25	25
$A_v^{adopté}$	6HA8+ 6HA10	6HA8+ 6HA10	6HA8+ 6HA10	6HA8+ 6HA10	6HA8+ 6HA10	6HA8+ 6HA10
τ (MPa)	0,51	0,46	0,34	0,34	0,28	0,31
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_h^{cal} (cm ²)	0,57	0,52	0,38	0,37	0,31	0,35
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
st (cm)	20	20	20	20	20	20
$A^{adop}_{/face}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau ferrailage Voile Vy2

Niveaux	Sous sol	RDC et soutente	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9(1) et 9(2)
Section (m ²)	0,2×3	0,2×3	0,2×3	0,2×3	0,2×3	0,2×3	0,2×3
N (KN)	1573,9	1403,04	1478,99	1288,62	1009,53	668,40	353,81
M(KN.m)	1219,91	1150,4	459,99	246,06	145,31	217,68	170,64
comb	ELA	ELA	ELA	ELA	ELA	ELA	ELA
V(KN)	172,33	326,74	265,81	199,89	140,04	109,01	70,59
Type de section	SPC	SPC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
σ_{max} (MPa)	6,68	6,17	3,99	2,96	2,16	1,83	1,15
σ_{min} (MPa)	-1,44	-1,49	0,93	1,32	1,19	0,38	0,02
A^{cal} (cm ²)	-9,02	-7,58	/	/	/	/	/
$A'(cm^2)$	/	/	-112,10	-116,86	-121,42	-124,76	-129,14

Tableau ferrailage Voile Vy4

Niveaux	RDC et soutente	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème}
Section (m ²)	0,2×4,1	0,2×4,1	0,2×4,1
N (KN)	1167,13	906,31	506,02
M(KN.m)	1665,31	894,43	417,13
comb	ELA	ELA	ELA
V(KN)	445,87	365,82	378,18
Type de section	SPC	SPC	SPC
σ_{\max} (MPa)	4,39	2,07	1,36
σ_{\min} (MPa)	-1,54	-0,49	-0,12
A^{cal} (cm ²)	-3,61	-6,39	-4,28
A^{min} (cm ²)	12,3	12,3	12,3
l_t (m)	1,06	0,63	0,35
l_c (m)	1,96	2,83	3,4
$A^{\text{min}}_{\text{tendu}}$ (cm ²)	4,27	2,52	1,4
$A^{\text{min}}_{\text{courant}}$ (cm ²)	3,92	5,57	6,8
st (cm)	25	25	25
$A_v^{\text{adopté}}$	16HA8+6HA10	16HA8+6HA10	16HA8+6HA10
τ (MPa)	0,76	0,63	0,64
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5
A_h^{cal} (cm ²)	0,93	0,69	0,71
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,6	0,6
st (cm)	20	20	20
$A^{\text{adop}}_{\text{face}}$	2HA10	2HA10	2HA10

VI- Conclusions :

Le terrain réservé pour la réalisation d'une promotion immobilière à Ihaddaden (Ex -Jute) est essentiellement constitué d'une couche de terre végétale allant jusqu'à 0.80 m reposant sur une couche de limon marneux plastique à compact ; puis on retrouve une couche de marne plastique sableuse assez compacte de couleur grise .Le tout repose sur une couche de marne très compacte légèrement coquillée de couleur grise .

Le sol en place présente des résistances de pointe élevées aux deux mètres .Au -delà de cette profondeur , le il détient un bon pouvoir portant .

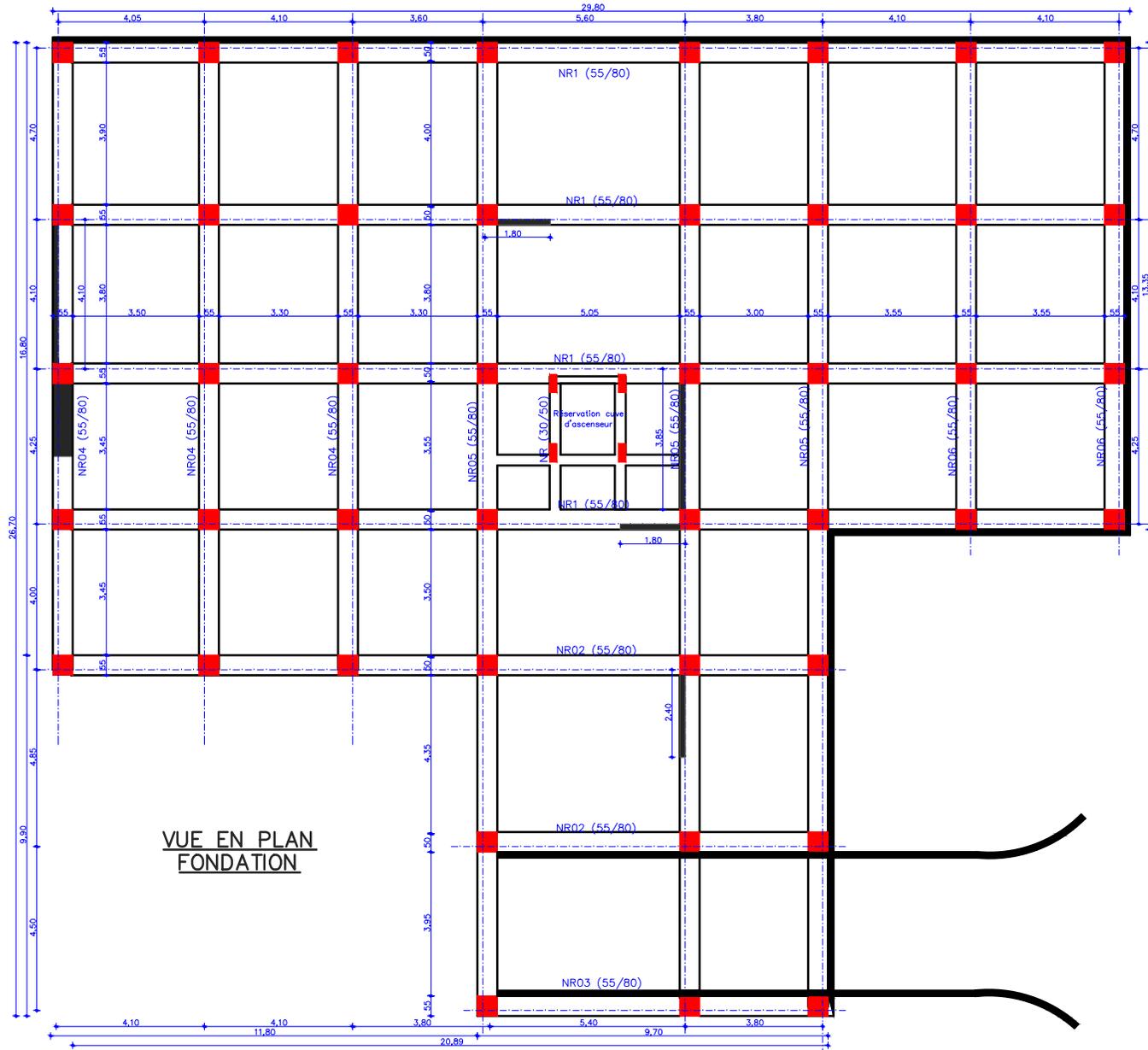
A cet effet , on suggère :

- L'emploi de **fondations superficielles** de type **semelles filantes** .
- Le taux de travail à adopter pour le calcul des fondations sera de **1.5 bar** .
- La sous face des fondations devrait être à au moins 2.00 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel .
- Les analyses chimiques effectuées montrent un environnement d'agressivité nulle ; aucune mesure particulière de protection n'est recommandée néanmoins le béton fabriqué suivant les règles de l'art doit être compact par ses qualités intrinsèques .
- Les tassements calculés sous une semelle filante ancrée à 2.00 m de profondeur , de 1.00 m de largeur , soumise à une charge de 1.80 bar ; s'élèvent à 4.00 cm .



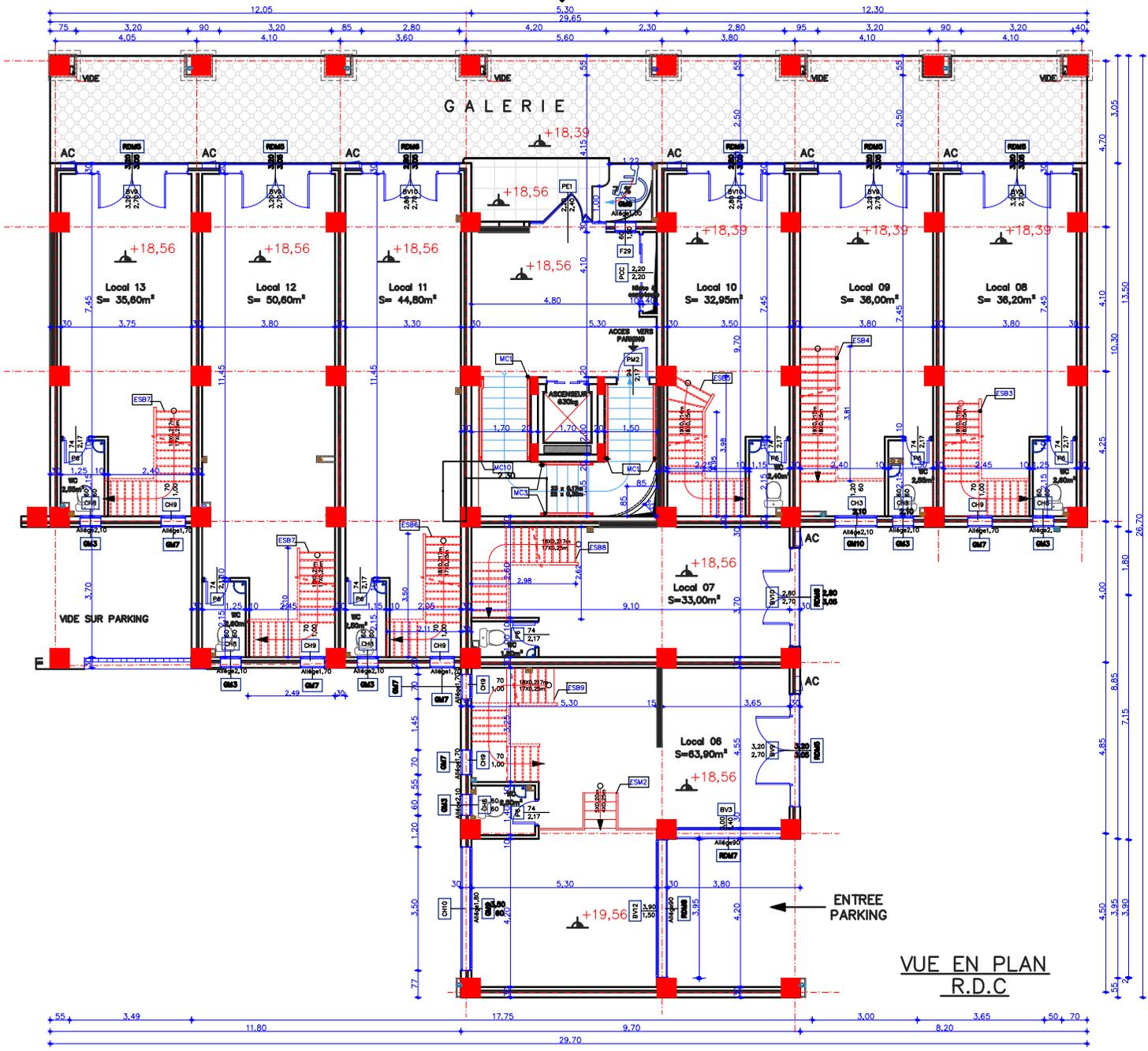
مدير الوحدة
لعزیزی صالح



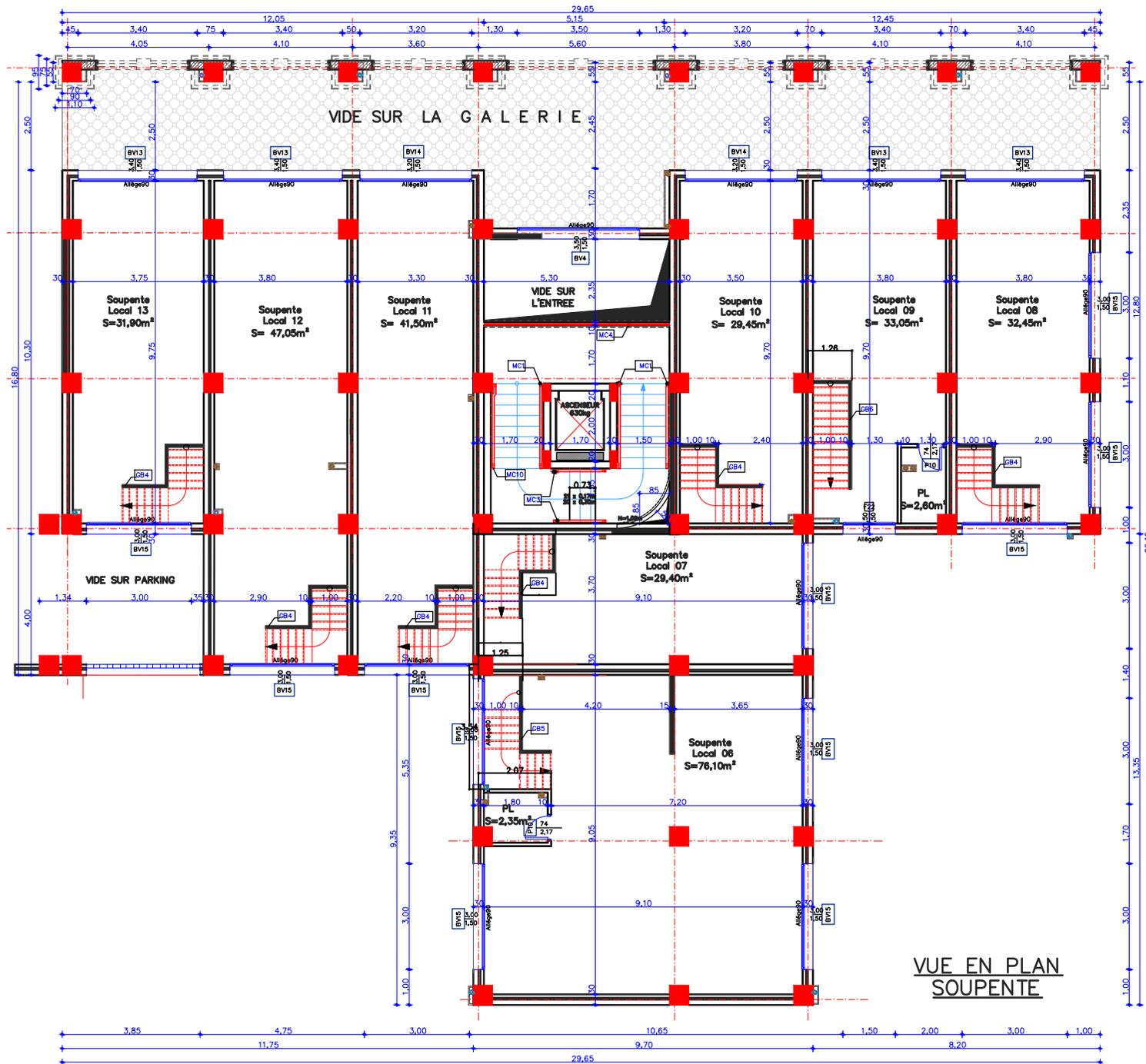


VUE EN PLAN
FONDATION

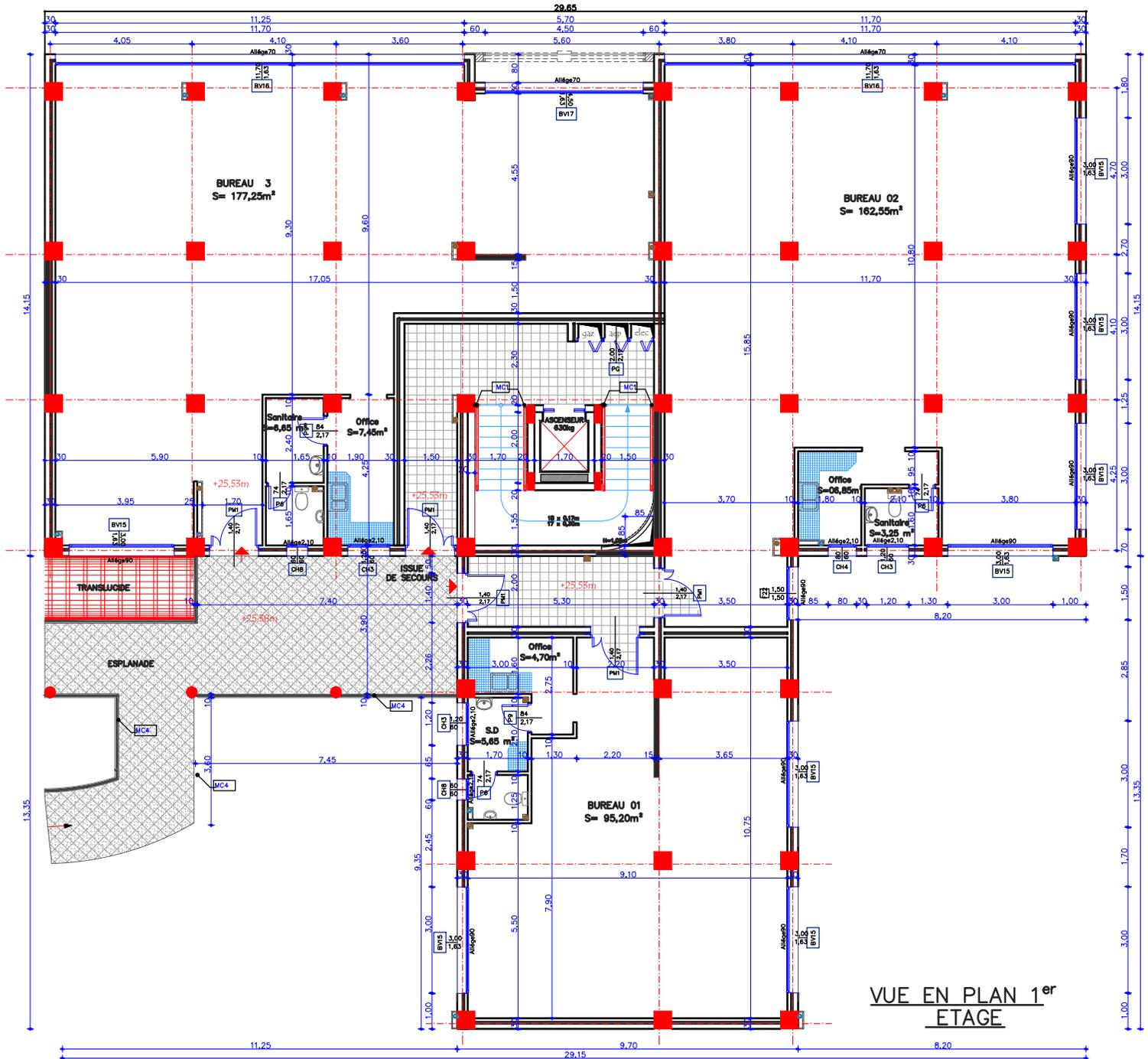
BATIMENT B
Acces vers
logements



VUE EN PLAN
R.D.C

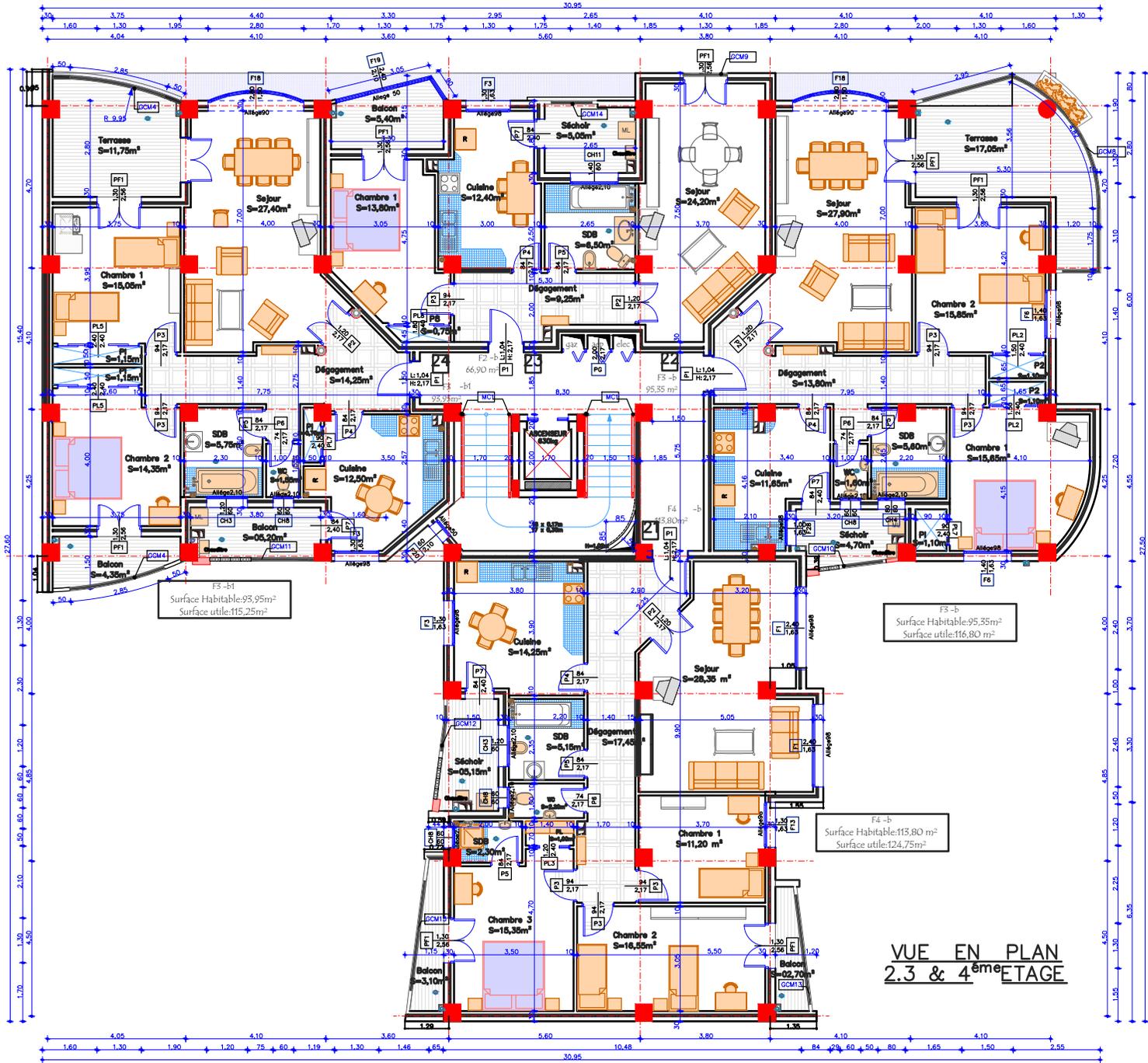


**VUE EN PLAN
SOUPENTE**



VUE EN PLAN 1^{er}
ETAGE

F2-b
 Surface Habitable: 66,90 m²
 Surface utile: 77,35 m²

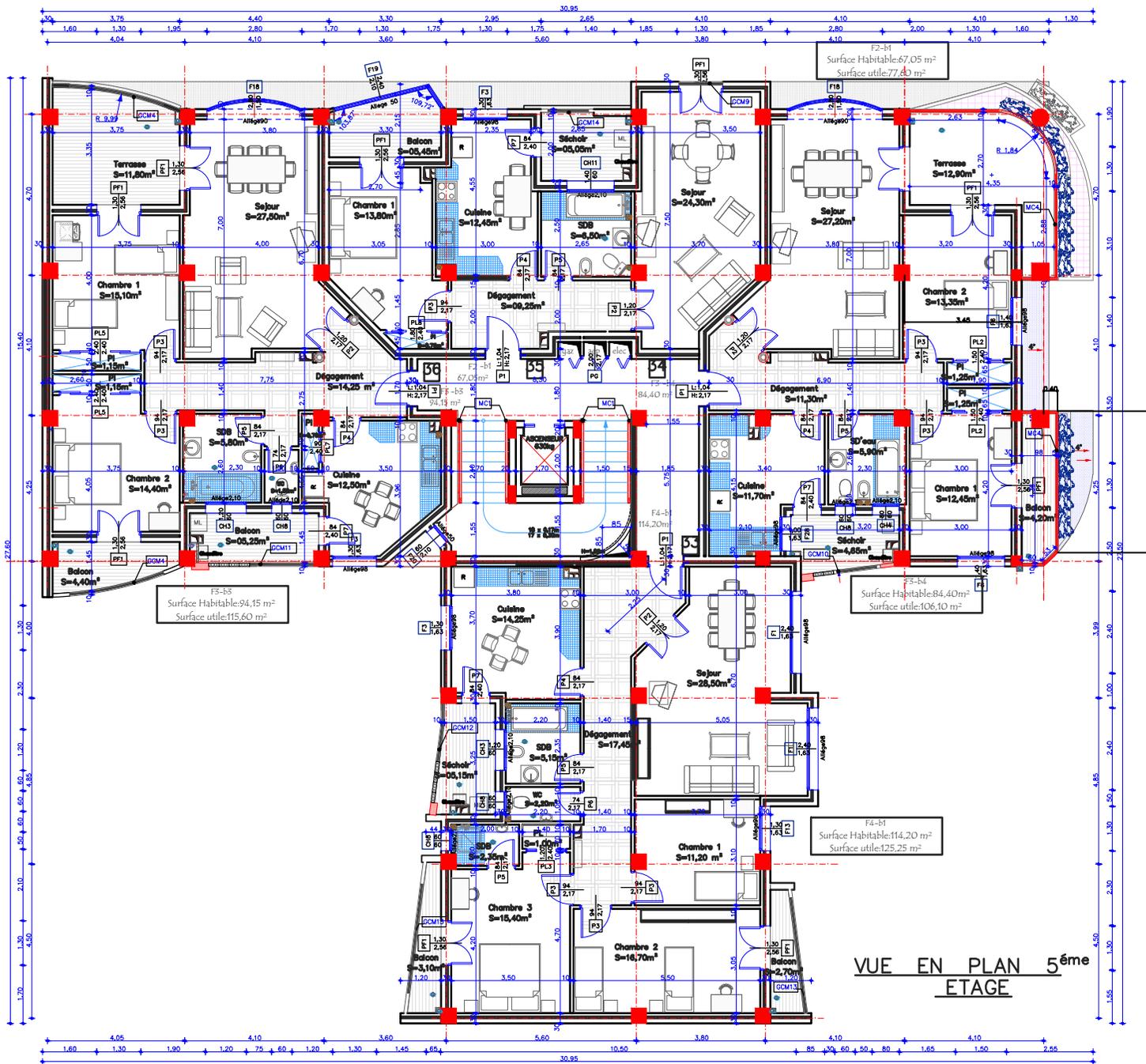


F3 -b
 Surface Habitable: 93,95m²
 Surface utile: 115,25m²

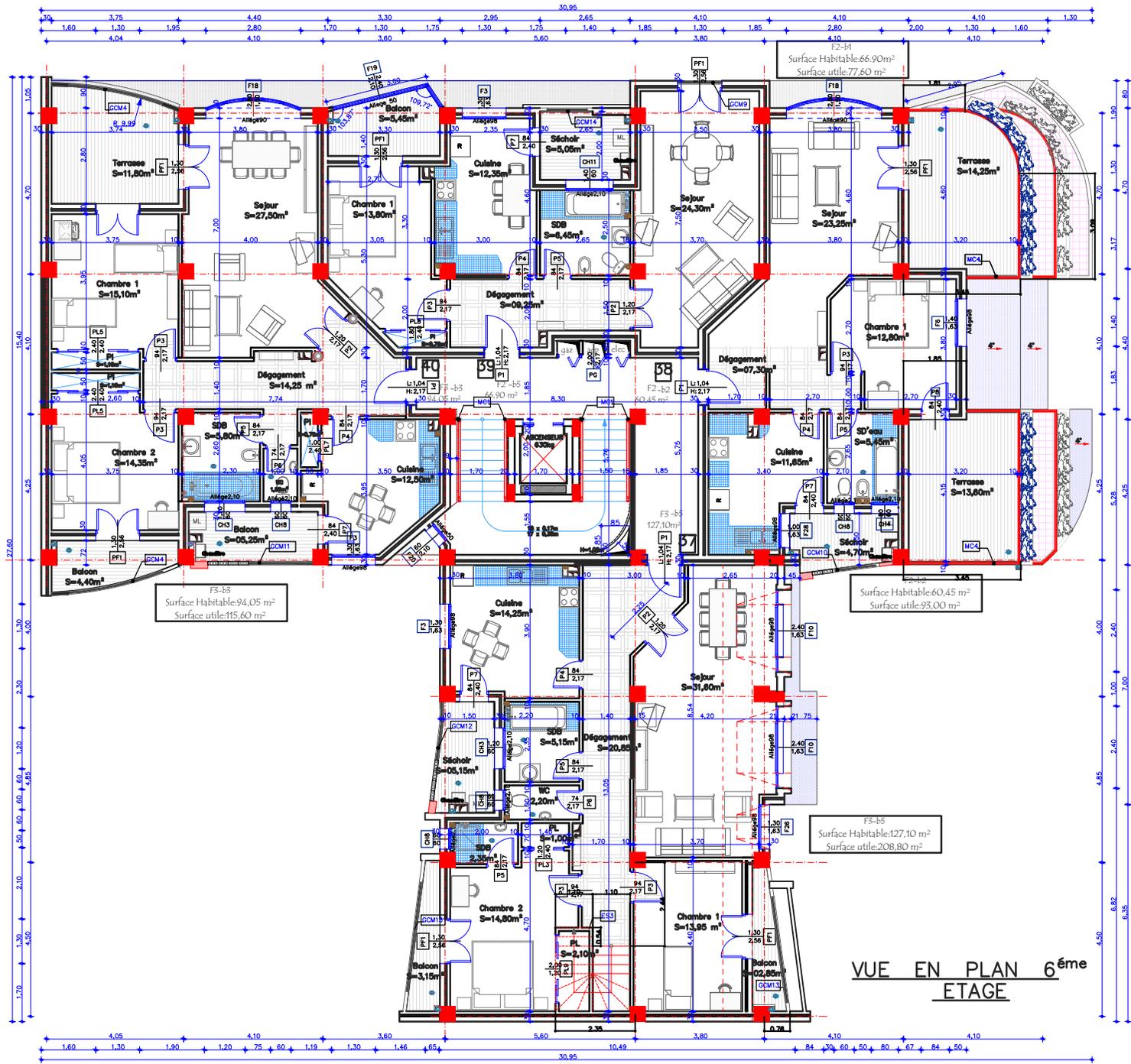
F3 -b
 Surface Habitable: 95,35m²
 Surface utile: 116,80 m²

F4 -b
 Surface Habitable: 113,80 m²
 Surface utile: 124,75m²

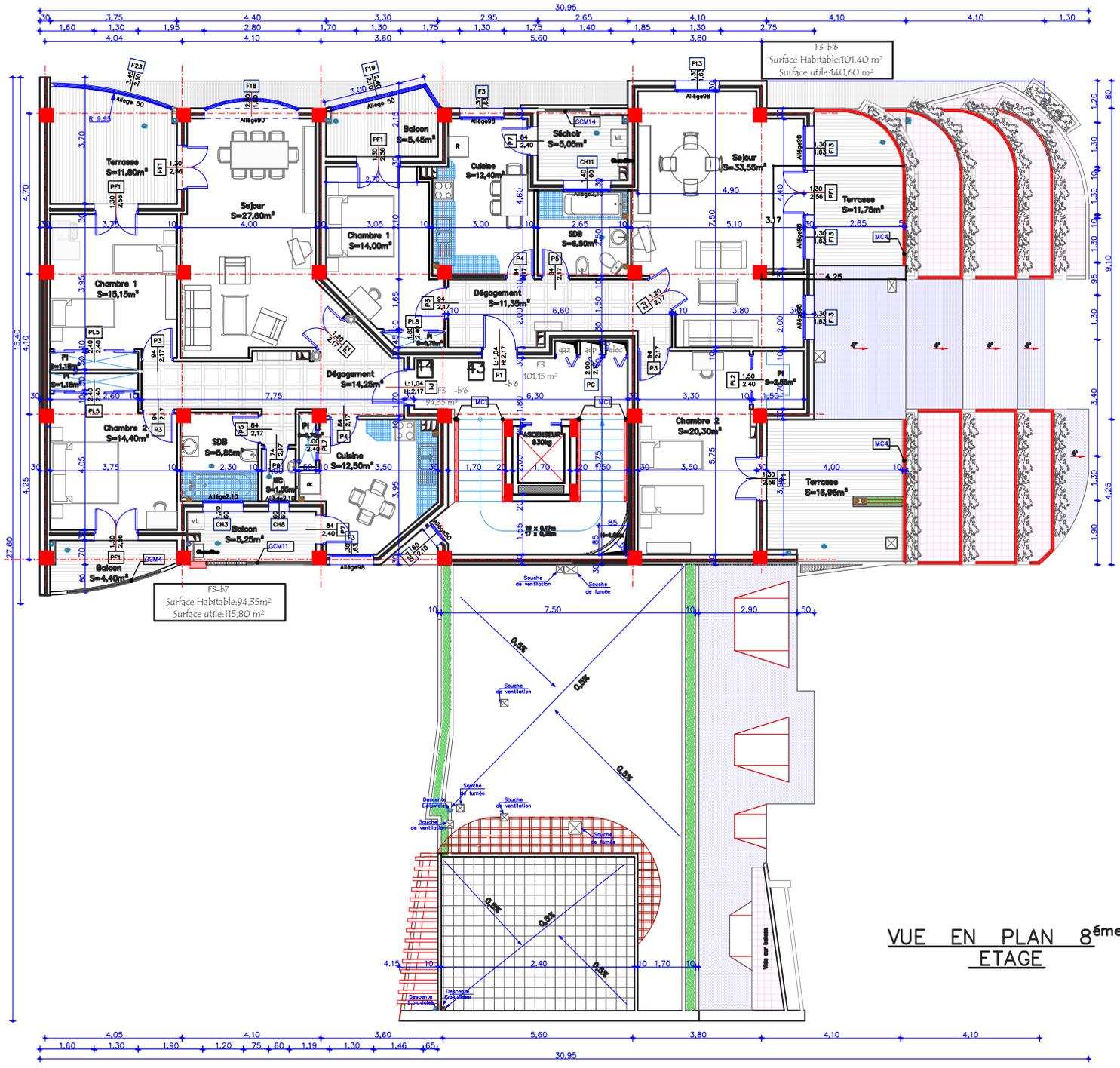
VUE EN PLAN
 2.3 & 4^{ème} ETAGE



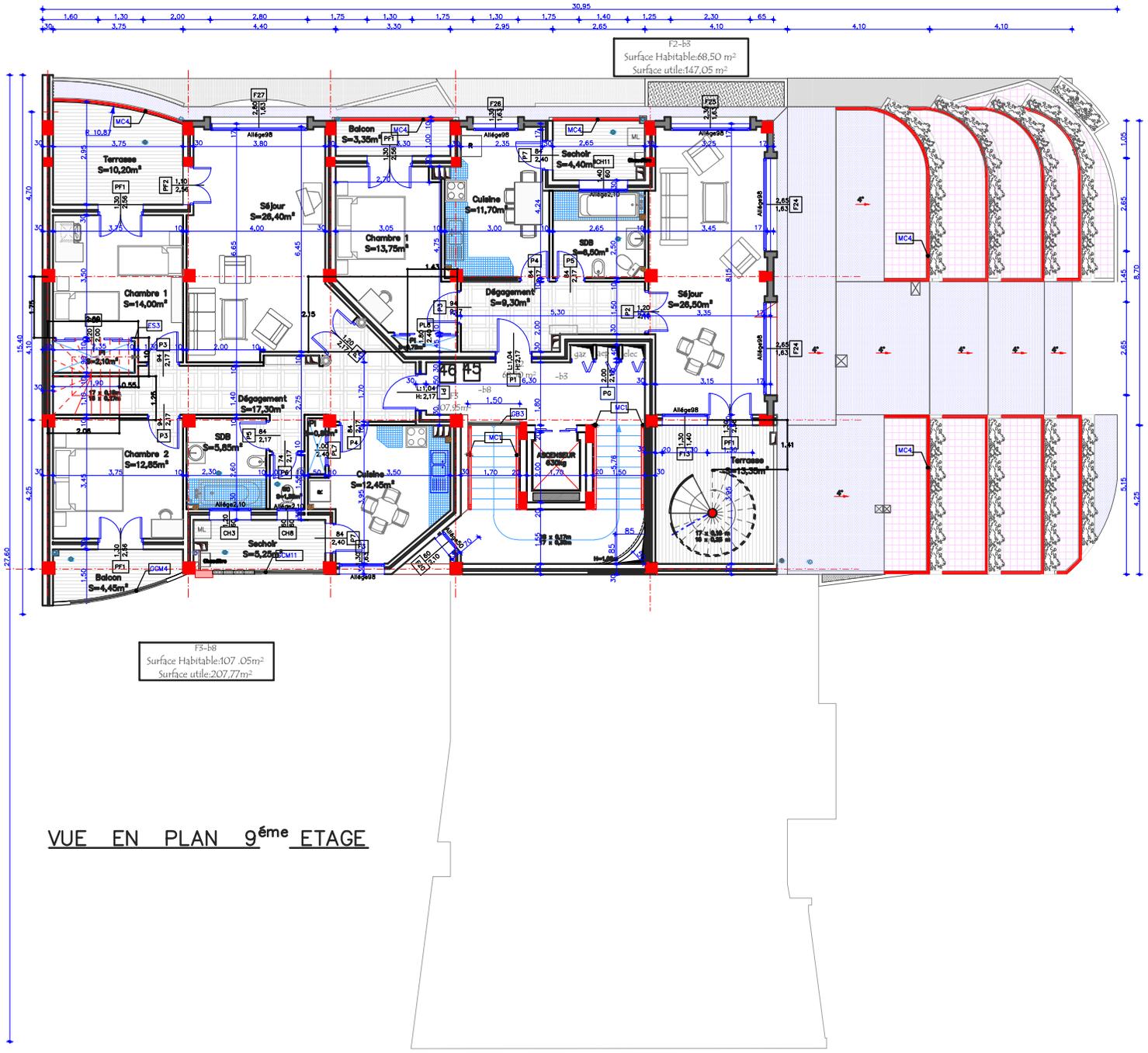
VUE EN PLAN 5^{ème}
ETAGE



VUE EN PLAN 6^{ème}
ETAGE



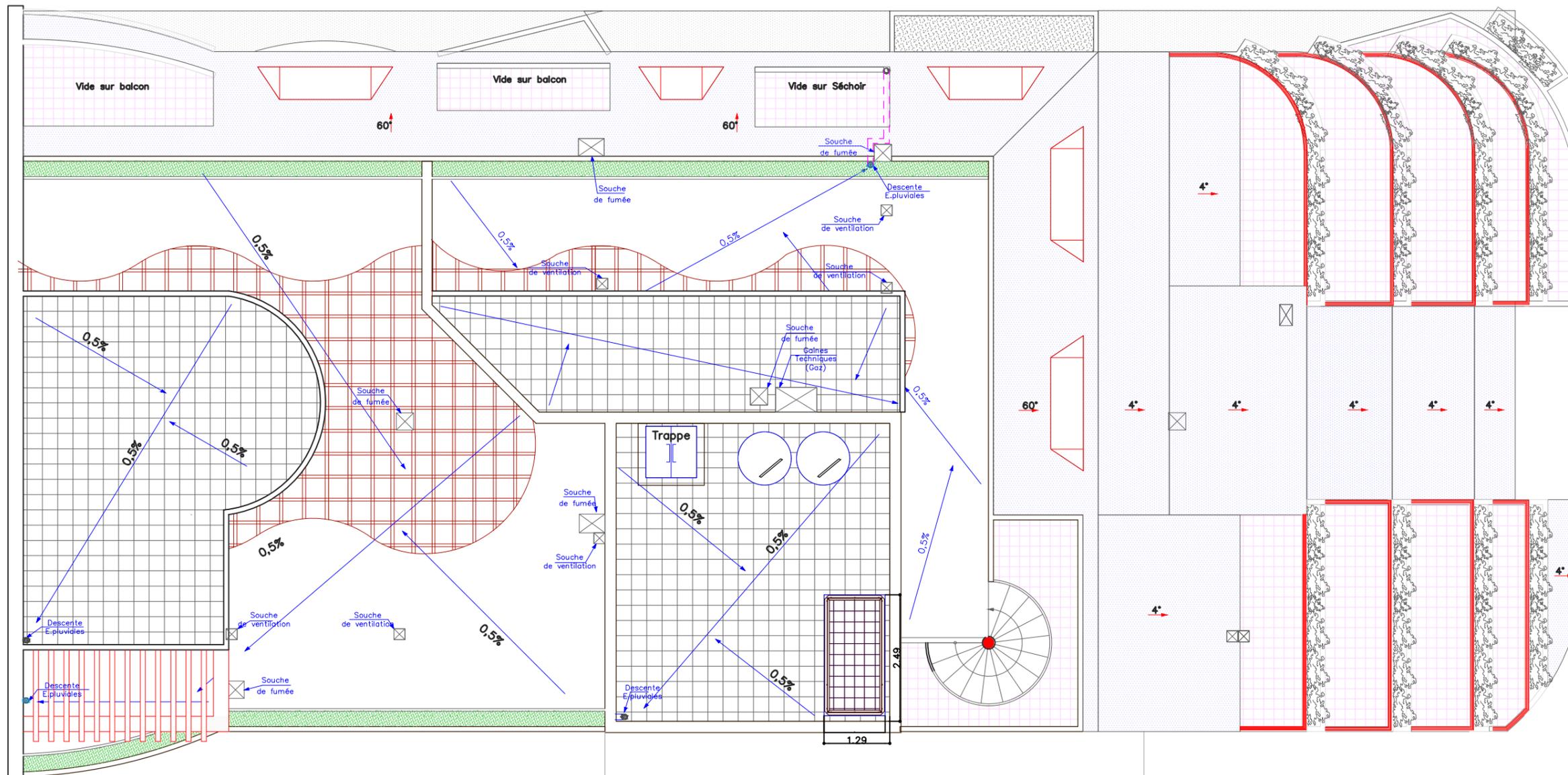
VUE EN PLAN 8^{ème}
ETAGE



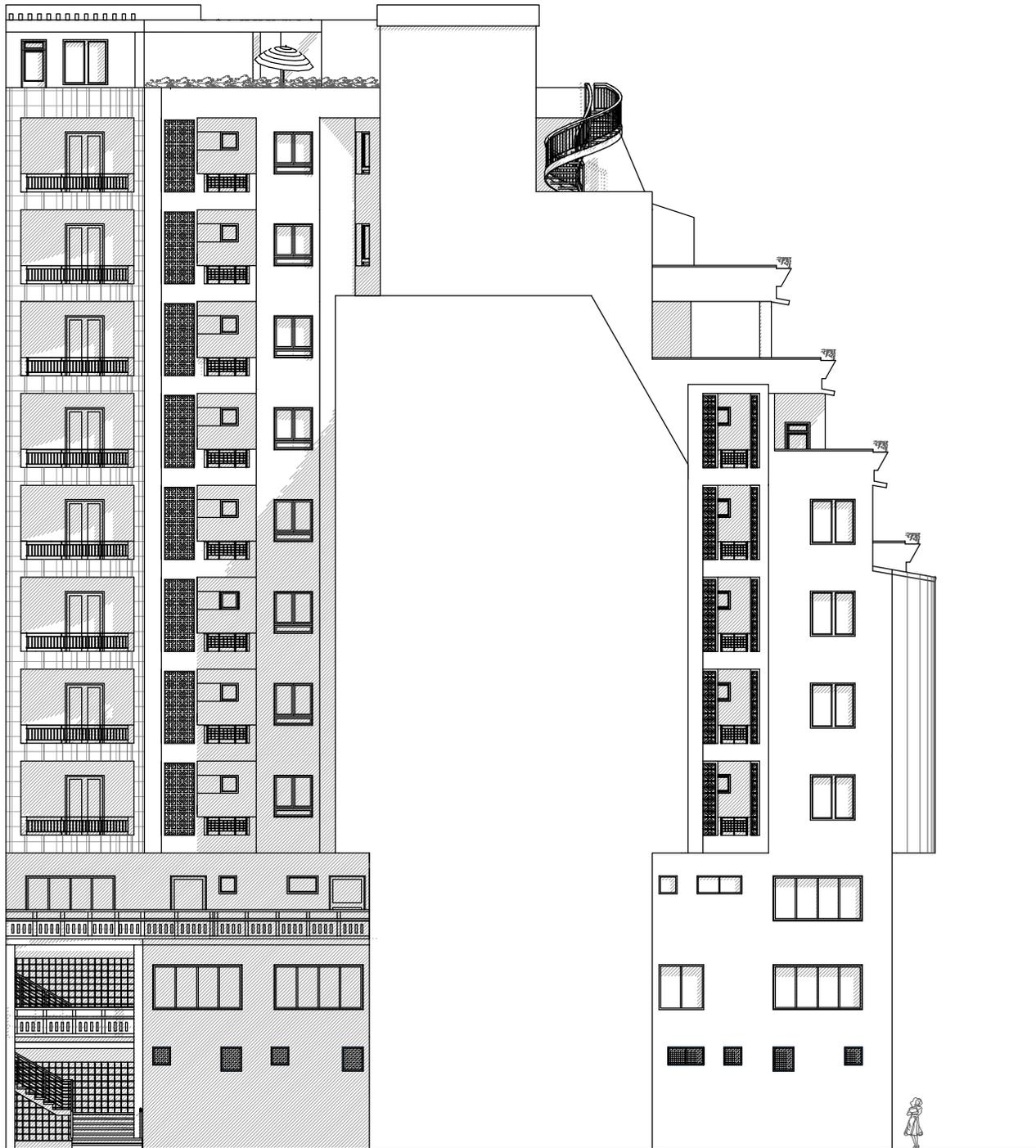
F3-B5
 Surface Habitable: 68,50 m²
 Surface utile: 147,05 m²

F3-B8
 Surface Habitable: 107,05 m²
 Surface utile: 207,77 m²

VUE EN PLAN 9^{ème} ETAGE



VUE EN PLAN TOITURE



FACADE POSTERIEURE

