

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche
Scientifique

Université Abderrahmane MIRA-Bejaïa

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en Génie civil

Option : Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment en béton armé (R+9 avec 2 entre sol), a
usage d'habitation (Implanté à Oued Ghir)*

Réalisé par :

- *BETKA YANIS*
- *HAMOUDI THINHINANE*

Encadré par :

Mme Ouari

Promotion 2023 – 2024

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M_{me} Ouari : notre encadreur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail. A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Dédicaces

Je dédie ce travail :

A mes chers parents qui m'ont soutenu durant mes études et pour tout le mal qu'ils se sont donnés afin de me faciliter la vie, pour leur bienveillance, leur affectation et leur éternel amour

A mes sœurs pour leur soutien et leur disponibilité.

A mes amis.

Yanis,

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes parents ,ma plus grande source de force et de motivation.

A mes chères soeures et mon petit frère , source de bonheur.

A tout ma famille et mes amies.

Thinhinane ,

Listes des symboles

A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire d'une section de béton
E_s	Module d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
F	Force ou action en général
I	Moment d'inertie
M_{ser}	Moment fléchissant de calcul de service
M_u	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	Effort normal de calcul de service
N_u	Effort normal de calcul ultime
G	Charge permanente
Q	Charge d'exploitation
V_u	Effort tranchant de calcul ultime
a	Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	Largeur de l'âme d'une poutre
d	Hauteur utile
e	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
A	Coefficient d'accélération de zone
\emptyset	Diamètre des armatures
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton
j	Nombre de jours de maturité du béton
L	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau
L_f	Longueur de flambement
n	Coefficient d'équivalence acier-béton
q	Charge permanente unitaire

C	Cohésion
σ	Contrainte tangentielle
σ_{SOL}	Contrainte du sol
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_S	Contrainte de traction de l'acier
β	Coefficient de pondération
W	Poids total de la structure

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre 1 : Généralité

1 Introduction	01
2. Présentation du projet.....	01
• 2.1. Caractéristiques géométriques	01
• 2.2. Données géotechniques du site.....	01
3. Caractéristiques structurales	02
4. Règlements, normes et documents utilisés.....	03
5. Méthode de calcul.....	03
6. Les caractéristiques des matériaux utilisées.....	04 et 05

Chapitre 2 : Prédimensionnement des éléments secondaires

1. Introduction	06
2. Pré-dimensionnement des planchers	
• 2.1. Plancher a corps creux.....	06 et 07
• 2.2. Plancher en dalle pleine.....	08 et 09
3. Pré dimensionnement des escaliers	09 et 10
4. Acrotère.....	11
5. Les poutres.....	12
6. Les poteaux	13
7. Les voiles	13
8. Évaluation des charges et surcharges	14 - 17
9. La descente de charge.....	17 - 18
10. Les vérifications nécessaires.....	19
• 10.1. Vérification a la compression simple.....	19
• 10.2. Vérification au flambemen.....	20 et 21
• 10.3. Vérification selon les règles du RPA99.....	21 et 22
11. Conclusion.....	22 et 23

Chapitre III : calcul des éléments secondaires

1. Introduction.....	24
----------------------	----

2. Calcul des planchers.

• 2.1. Plancher à corps creux	24
✓ 2.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	24 - 26
✓ 2.1.2. Type de poutrelle.....	27
✓ 2.1.3. Choix de la méthode de calcul des sollicitations.....	27 - 31
✓ 2.1.4. Ferrailage des poutrelles.....	31 - 34
✓ 2.1.5. Vérifications nécessaires.....	34 - 43
✓ 3.1.6. Etude de la dalle de compression.....	43 - 44
• 2.2.étude de la dalle pleine.	
✓ 2.1.1. Dalle (D3) sur 2 appuis (balcon).....	44 - 47
✓ 2.1.2. Calcul des sollicitations des différentes dalles pleines.....	47 - 48
✓ 2.1.3. Dalle d'ascenseur.....	48
3. Étude des escaliers.....	49 – 52
4. Poutre palière.....	52 - 54
5. Etude de l'acrotère	54 – 58
6. Poutre de chaînage.....	58 – 59
7. Etude de la dalle de L'ascenseur.....	59 - 64

Chapitre 4 : étude dynamique

1. Introduction.....	65
2. Modélisation.....	65
3. Choix de la méthode de calcul	65
3.3.Présentation de la méthode modale spectrale	66 - 68
• 3.3.1. Le spectre de réponse de calcul.....	68
• 3.3.2. Résultats obtenus.....	68 - 70
4. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99	70 - 77
4.6. Conclusion	77 - 78

Chapitre 5 : Ferrailage des éléments structuraux

1. Introduction.....	79
2. Etude des poteaux.....	79 - 81
• 2.1. Sollicitations de calcul.....	81 - 87
3. Etude des poutres.....	88
• 3.1. Recommandation.....	88 - 89

- 3.2. Sollicitations et ferrailage des poutres.....89 - 93
- 4. Vérification de la zone nodale.....93 - 96
- 5. Etude des voiles.
 - 5.1. Introduction.....96
 - 5.2. Recommandation du RPA99/2003.....96 – 97
 - 5.3. Exemple de calcul.....98
 - 5.4. Ferrailage des voiles.....98 - 103

Chapitre 6 : Etude de l’infrastructure

- 1. Introduction.....104
- 2. Combinaisons du calcul104
- 3. Choix du type des fondations.....104
- 4. Vérifications de la semelle filante.
 - 4.1. Semelle sous poteau.....104 - 110
 - 4.2. Semelle sous voile.....110- 112
- 5. Etude du voile périphérique.....112 - 115

Conclusion générale.

Liste des tableaux	Page
Chapitre 2 :	
Tableau 2.1. Pré dimensionnement des dalles pleines.	
Tableau 2.2. Résultat de dimensionnement de l'escalier.	
Tableau 2.3. Dimension de l'acrotère.	
Tableau 2.4. Dimensions des poutres.	
Tableau 2.5. Les dimensions des poteaux.	
Tableau 2.6. Evaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.	
Tableau 2.7. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux.	
Tableau 2.8. . Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux.	
Tableau 2.9. Evaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine.	
Tableau 2.10. Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.	
Tableau 2.11. Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.	
Tableau 2.12. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.	
Tableau 2.13. Évaluation des charges revenant à la dalle pleine inclinée.	
Tableau 2.14. La descente de charge sur le poteau C3.	
Tableau 2.15. Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicité à chaque niveau.	
Tableau 2.16. Vérification au flambement de poteau le plus sollicité à chaque niveau.	
Tableau 2.17. Résultats de vérification aux exigences de RPA pour le poteau le plus sollicité.	

Tableau 2.18. Les résultats des dimensions des éléments secondaires.

Chapitre 3 :

Tableau.3.1. Type de poutrelle.

Tableau.3.2. Condition d'application de la méthode forfaitaire ou de Caquot.

Tableau.3.3. Calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d'actions.

Tableau.3.4. Sollicitations maximales de type 2.

Tableau 3.5. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles d'étage courant.

Tableau 3.6. Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles de terrasse accessible.

Tableau 3.7. Sollicitations maximales dans type 7 de terrasse inaccessible.

Tableau 3.8. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux.

Tableau 3.9. Vérifications nécessaires à l'ELU.

Tableau 3.10. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Tableau 3.11. Vérification de la flèche à l'ELS.

Tableau 3.12. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Tableau 3.13. Ferrailage de dalle pleine (balcon).

Tableau 3.14. Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau 3.15. Contraintes de l'état limite d'ouverture des fissures.

Tableau 3.16. Vérification de la flèche.

Tableau 3.17. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.

Tableau 3.18. Calcul de ferrailage à l'ELU des dalles pleines.

Tableau 3.19. Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.

Tableau 3.20. Vérifications des contraintes à l'ELS.

Tableau 3.21. Vérifications de la flèche dans les différents types des dalles pleines.

Tableau 3.22. Les sollicitations dans l'escalier de RDC.

Tableau 2.23. Ferrailage de l'escalier.

Tableau 3.24. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Tableau 3.25 Les résultats de calcul de la flèche.

Tableau 3.26. Vérification de la flèche.

Tableau 3.27. Résultats de ferrailage de la poutre palière.

Tableau 3.28. Les combinaisons d'actions.

Tableau 3.29. Résultats de ferrailage de la poutre de chinage.

Tableau 3.30. Vérification des contraintes.

Tableau 3.31. Sollicitation de la dalle d'ascenseur.

Tableau 3.32. Résultats ferrailage dalle ascenseur.

Tableau 3.33. Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau 3.34. Ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Tableau 3.35. Vérification des contraintes.

Chapitre 4 :

Tableau 4.1. Valeurs des pénalités.

Tableau 4.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

Tableau 4.3. Vérification des forces sismiques à la base.

Tableau 4.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges

verticales.

Tableau 4.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.

Tableau 4.6. Vérifications des déplacements de niveaux.

Tableau 4.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).

Tableau 4.8. Vérification de l'effort normal réduit.

Tableau 4.9. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.

Tableau 4.10. Les dimensions définitives des éléments structuraux.

Chapitre 5 :

Tableau 5.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.

Tableau 5.2. Sollicitations dans les différents poteaux.

Tableau 5.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Tableau 5.4. Ferrailage transversales des poteaux.

Tableau 5.5. Vérification au flambement des différents poteaux.

Tableau 5.6. Vérification des contraintes.

Tableau 5.7. Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux.

Tableau 5.8. Schéma de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

Tableau 5.9. Ferrailage des poutres secondaires.

Tableau 5.10. Vérification des contraintes tangentielles.

Tableau 5.11. Vérification au cisaillement.

Tableau 5.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Tableau 5.13. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Tableau 5.14. Moments résistants dans les poteaux

Tableau 5.15. Moments résistants dans les poutres principales.

Tableau 5.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.

Tableau 5.17. Vérification de la zone nodale dans les poutres principales.

Tableau 5.18. Vérification de la zone nodale dans les poutres secondaire.

Tableau 5.19. Les sollicitations max dans les voiles (VX1 et VX2).

Tableau 5.20. Sollicitation et ferrailage des voiles Vx1 et Vx2.

Tableau 5.21. Sollicitation et ferrailage des voiles Vx3 et Vx4.

Tableau 6.22. Sollicitations et ferrailage des voiles Vy1 et Vy2 dans tous les niveaux.

Tableau 5.23. Sollicitations et ferrailage des voiles Vy3 dans tous les niveaux.

Tableau 5.24. Sollicitations et ferrailage des voiles Vy4 dans tous les niveaux.

Tableau 5.25. Sollicitations et ferrailage des voiles Vy5 dans tous les niveaux.

Chapitre 6 :

Tableau 6.1. La somme des efforts normaux à l'ELS.

Tableau 6.2. Ferrailage de la poutre de rigidité.

Tableau 6.3. Ferrailage de la poutre de rigidité.

Tableau 6.4. Vérification de la semelle (3) à l'ELS.

Tableau 6.5. Ferrailage des voiles périphérique.

Tableau 6.6. Vérification des contraintes à l'ELS.

--	--

Liste des figures	Page
<p style="text-align: center;">Chapitre 1 :</p> <p>Figure 1.1. Diagramme contraintes-déformation de béton.</p> <p>Figure 1.2. Diagramme contraintes-déformation de l'acier.</p> <p style="text-align: center;">Chapitre 2 :</p> <p>Figure 2.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.</p> <p>Figure 2.2. Schéma de la disposition des poutrelles.</p> <p>Figure 2.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.</p> <p>Figure 2.4. Schéma d'un escalier.</p> <p>Figure 2.5. Schéma statique de l'escalier.</p> <p>Figure 2.6. Schéma d'acrotère.</p> <p>Figure 2.7. Surface afférente du Poteau C3.</p> <p style="text-align: center;">Chapitre 3 :</p> <p>Figure 3.1. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 et à plus de 2 travées.</p> <p>Figure 3.2 : diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées.</p> <p>Figure 3.3. Schéma statique de la poutrelle (type 3).</p> <p>Figure 3.4. Schéma statique de la poutrelle (type 2).</p> <p>Figure 3.5. Ferrailage de la dalle de compression.</p> <p>Figure 3.6. Schéma d'une dalle pleine sur 2 appuis.</p> <p>Figure 3.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 1).</p> <p>Figure 3.8. Schéma de ferrailage de dalle sur 4 appuis (type 3).</p> <p>Figure 3.9. Schéma de ferrailage des barres coupées.</p> <p>Figure 3.10. Schéma statique de l'escalier.</p> <p>Figure 3.11. Schéma de ferrailage de l'escalier.</p> <p>Figure 3.12. Schéma statique de la poutre palière.</p> <p>Figure 3.13. Schéma de ferrailage de la poutre palière.</p> <p>Figure 3.14. Schéma de l'acrotère.</p> <p>Figure 3.15. Schéma de ferrailage de l'acrotère.</p> <p>Figure 3.16. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.</p>	

Figure 3.17. Dimensions de l'ascenseur.

Figure 3.18. Schéma de ferrailage de dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

Figure 3.19. Représentation de la surface de la charge concentrée.

Figure 3.20. Schéma de ferrailage du local machine.

Chapitre 4 :

Figure 4.1 : Spectre de réponse selon X.

Figure 4.2 : Spectre de réponse selon Y.

Figure 4.3 : Disposition des voiles de contreventement.

Figure 4.4 : Vue en 3D du model obtenue par le logiciel ETABS V2016.

Figure 4.5 : Mode 1.

Figure 4.6 : Mode 2.

Figure 4.5 : Mode 3.

Chapitre 5 :

Figure 5.1. Zone nodale.

Figure 5.2. La section de poteau.

Figure 5.3. Répartition des moments dans la zone nodale.

Figure 5.4. Zone courante et tendue dans les voiles.

Figure 5.5. Schéma de ferrailage de voile Vx1.

Chapitre 6 :

Figure 6.1. Semelle filante sous poteaux.

Figure 6.2. Schéma statique de la poutre de rigidité.

Figure 6.3. Schéma de ferrailage de la semelle filante.

Figure 6.4. Vue sur plan de ferrailage transversal de la semelle.

Figure 6.5. Répartition des contraintes sur le voile.

Figure 6.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Introduction Générale



Introduction générale :

La construction de bâtiments a évolué de manière spectaculaire, surtout après la Seconde Guerre mondiale. Avec l'essor des nouvelles technologies et des techniques de construction, il est devenu indispensable d'adopter des approches innovantes pour améliorer la performance des structures, en particulier celles de grande hauteur. Ces structures sont particulièrement vulnérables aux forces sismiques, ce qui nécessite une attention particulière lors de leur conception et leur construction.

Construire dans une zone sismique impose des normes strictes pour assurer la stabilité et la durabilité des bâtiments. Il est donc crucial d'appliquer des règles parasismiques spécifiques adaptées à chaque zone sismique. La prise en compte de ces normes garantit non seulement la sécurité des occupants mais aussi la pérennité des constructions.

Dans le cadre de notre projet de fin d'études, nous avons choisi de nous pencher sur le thème « Étude d'un bâtiment (R+9+2 entres-sols) contreventé par un système mixte (voiles-portiques) implanté à Bejaia ». Ce projet a pour but de nous permettre d'obtenir notre diplôme de fin de cycle et de démontrer notre capacité à mettre en pratique les connaissances acquises au cours de notre formation.

Ce projet représente une opportunité unique pour nous de combiner et de coordonner nos compétences afin de réaliser un projet concret. Le bâtiment en question sera réalisé en béton armé.

L'étude dynamique du bâtiment est essentielle pour déterminer le comportement de la structure face aux actions sismiques. Cette analyse nous permettra de comprendre comment notre bâtiment réagit aux forces sismiques et d'optimiser sa conception pour garantir sa stabilité et sa sécurité.

Chapitre 1

Généralité



1. Introduction :

L'ingénieur en génie civil devrait avoir toutes les connaissances concernant l'étude de son ouvrage, pour cela dans ce chapitre nous abordons a présenté notre projet, ainsi que les caractéristiques géométriques et mécanique des matériaux qu'on utilise pour la réalisation de ce dernier.

2. Présentation du projet :

Notre étude concerne l'étude en génie civil d'un bâtiment (R+9+2 entre sol) en béton armé à usage d'habitation, implanté à OUED GHIR wilaya de BEJAIA, dans le cadre de réalisation du projet (10 blocs pour logements promotion immobilière), bloc 7, d'après les règlements parasismiques algériennes RPA99/2003 la région est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

2.1. Caractéristiques géométriques :

➤ Dimension en élévation :

- ❖ Hauteur totale de bâtiment28,90m
- ❖ Hauteur de RDC2,89m
- ❖ Hauteur de 2 entre sol2,89m
- ❖ Hauteur des autres étages.....2,89m

➤ Dimension en plan :

- ❖ Longueur totale Lx = 19,50m
- ❖ Longueur totale Ly = 19,55m

2.2. Données géotechniques du site :

D'après le laboratoire Eurl LTPS, une série d'essais ont été effectuées dans le but d'apprécier les caractéristiques du sol (rapport de sol joint en annexe), qui donne les résultats suivantes :

- Le sol est classé en catégorie S2 (site ferme) d'après RPA99/2003.
- La contrainte admissible de trois (3.0) bar.
- L'analyse chimique du sol a mis en évidence le caractère faiblement agressif.

3. Caractéristiques structurales :

3.1. Système de contreventement :

D'après le RPA99/2003, toute structure dépassant une hauteur de 12 m en zone IIa, il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements, le système de contreventement est composée de :

- ❖ le système portique qui est composé des poteaux et poutres, destiné à reprendre essentiellement les charges verticales et une partie des charges horizontales.
- ❖ Les voiles porteurs en béton armé sont disposés dans les deux sens, constituant un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

3.2. Les planchers :

Le plancher est une surface horizontale qui sépare deux niveaux, il a pour fonction de supporter et transmettre les charges aux éléments porteurs d'un bâtiment tout en assurant l'isolation thermique et phonique, et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Dans notre structure, on utilise deux types de planchers :

A. Plancher à corps creux :

IL est composée de : - poutrelles en béton armé coulé sur place.

-corps creux.

-dalle de compression en béton armé.

B. Dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place qui repose sur des appuis (murs, poutres).

3.3. Escalier :

Ensemble des supports plans (marches et contremarches) pour assurer le passage entre deux ou plusieurs niveaux.

3.4. La maçonnerie :

- Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double cloison (celle de l'extérieure de 15cm et celle de l'intérieure 10cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).
- Murs de séparation (intérieurs) réalisés en simple cloison de 10 cm.

3.5. L'acrotère :

Élément en béton armé, encastré à sa base, qui améliore la sécurité, la protection et l'esthétique.

3.6. L'ascenseur :

La structure comporte un dispositif mécanique (Ascenseur), qui est pour le transport

vertical des humains et d'objets.

4. Règlements, normes et documents utilisés :

- ❖ RPA99/version 2003 (règlement parasismique algérienne).
- ❖ CBA 93 (code de béton armé).
- ❖ DTR BC 2.2 (document techniques règlementaire, charge et surcharge).
- ❖ DTR BC 2.33.1 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- ❖ BAEL 91 modifie 99 (béton armé aux états limites).

5. Méthode de calcul :

5.1. Etat limite ultime ELU, CBA93 (art A.4.3.2) :

- ❖ Les sections droites restent planes après déformation et il n'y pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ❖ L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- ❖ Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- ❖ Le diagramme contrainte déformation (σ, ε) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

5.2. Etat limite service ELS, CBA93 (art A.4.5) :

- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des linéairement élastiques ($\sigma = E. \varepsilon$).
- ❖ $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec :
 - Es** : module de Young de l'acier.
 - Eb** : module d'élasticité du béton.
 - n** : coefficient d'équivalence acier-béton.

6. Les caractéristiques des matériaux utilisées :

6.1. Béton :

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de ciment, de granulats et d'eau, il doit avoir une résistance $20 \text{ MPa} \leq f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ si } j \leq 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours} \\ f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}. \end{cases}$$

-Pour un béton soumis à des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures :

$$\begin{cases} E_{ij} = 11000 \sqrt{f_{c28}}. \\ E_{vj} = \frac{1}{3} \times E_{ij}. \end{cases}$$

-pour un béton soumis à des contraintes normales d'une longue durée :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}. \\ E_{ij} = \frac{1}{3} \times E_{vj}. \end{cases}$$

Avec : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ (Résistance à la compression à l'âge de 28 jours).

$f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$ (Résistance à la traction à l'âge de 28 jours).

$E_{vj} = 10721,4 \text{ MPA}$; $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$.

- $\gamma_b = 1,50$ Coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- $\gamma_b = 1,15$ Coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentelles.

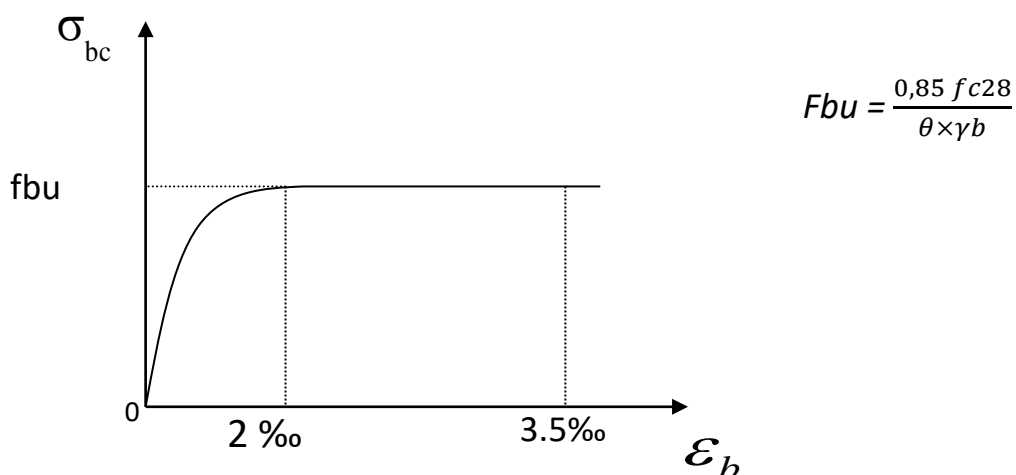


Figure 1.1 : diagramme contrainte déformation de béton.

6.2. Acier :

Les caractéristiques des armatures longitudinales et transversales en acier de haute adhérence sont les suivantes :

- $f_{e400} = 400 \text{ MPa}$.
- $\gamma_s = 1,15$ (situation courante).
- $\gamma_s = 1,00$ (situation accidentelle).

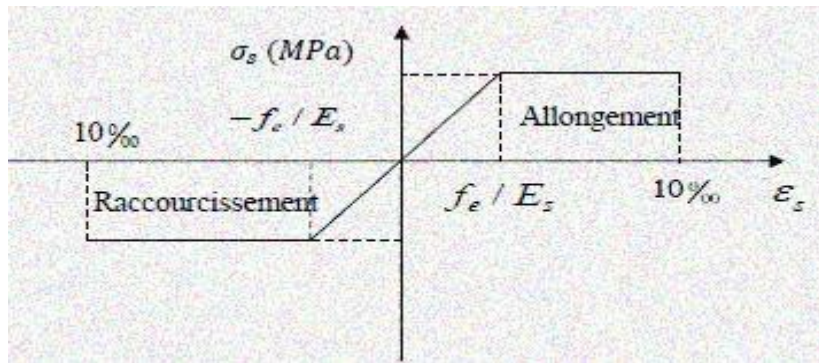


Figure 1.2 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier.

Chapitre 2

Pré-dimensionnement des éléments



1. Introduction:

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement de la structure.

Le but du pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91, le CBA 93 et D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

2. Pré dimensionnement des planchers :

2.1. Plancher a corps creux :

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur :

$$h_t = h_{CC} + h_{DC} \text{ Avec : } \begin{cases} h_{CC} : \text{ la hauteur du corps creux.} \\ h_{DC} : \text{ hauteur dalle de compression.} \end{cases}$$

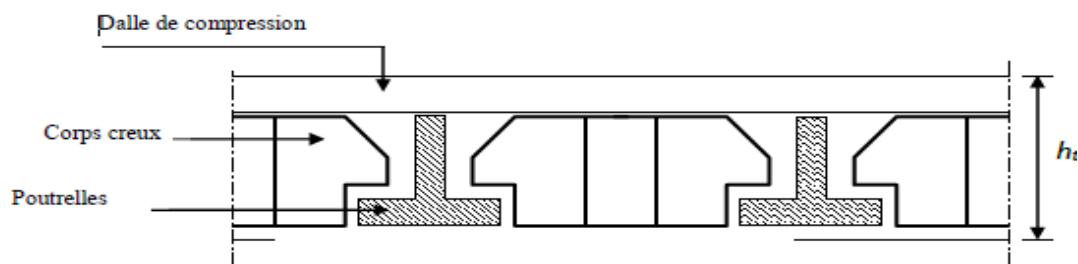


Figure 2.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4), la hauteur du plancher est déterminée à partir de la

$$\text{condition suivante : } h_{t_{\max}} \geq \frac{L_{\max}}{22,5}.$$

Avec : L_{\max} : Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$\text{Donc : } h_{t_{\max}} = \frac{455 - 30}{22,5} \approx 18,88 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$

$$h_t = h_{CC} + h_{DC} = (16 + 4) \text{ cm}$$

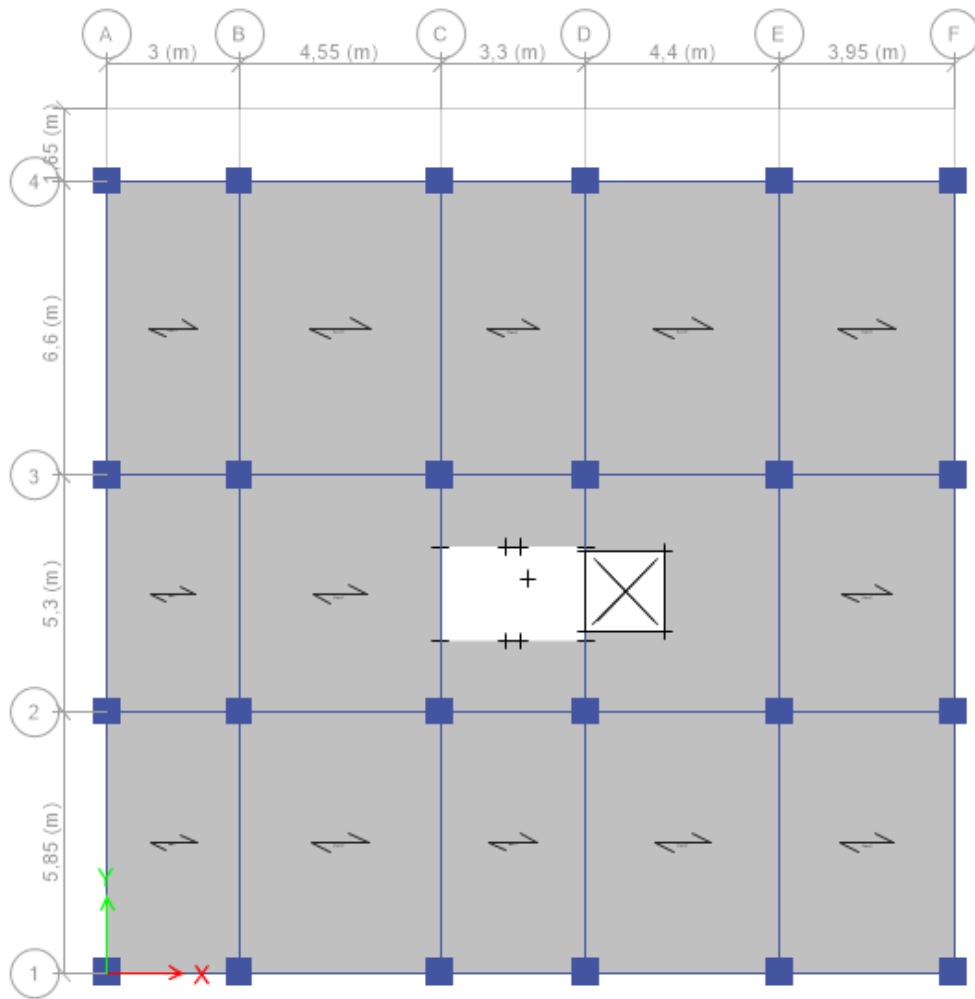


Figure 2.2. Schéma de la disposition des poutrelles.

❖ **Pré dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles se calculent en flexion simple comme des sections en T,

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

B_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement.

B : Largeur efficace.

L_x : Distance entre nus des poutrelles.

L_y : Travée min dans les poutrelles.

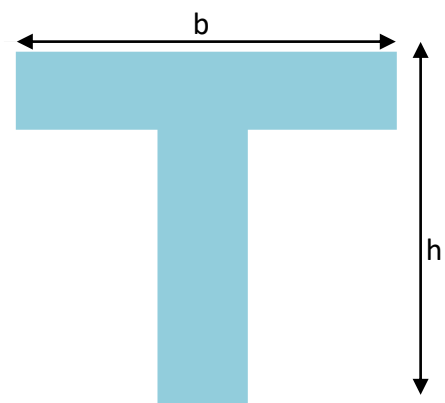


Figure 2.3. Coupe transversale d'une poutrelle

On a: $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y(\min)}{10}\right) \dots$ (CBA93.Art 4.1.3).

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 65-10 = 55 \text{ cm : distance entre deux nervures successives.} \\ L_y = 53-3 = 50 \text{ cm la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.} \end{array} \right.$$

$$\frac{b-10}{2} \leq \min(27,5 \text{ cm} ; 50 \text{ cm}). \rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $b = 65 \text{ cm}$.

2.2. Plancher en dalle pleine :

La dalle pleine est une plaque dont l'épaisseur est petite par rapport à ses autres dimensions, elle varie entre 12cm et 18cm, elle repose avec ou sans continuité sur 1, 2,3 ou 4 appuis constitués par des poutres.

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

- **Critère de résistance :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \Rightarrow \text{ Pour une dalle sur deux appuis.} \\ e \geq \frac{L_x}{20} \quad \Rightarrow \text{ Pour une dalle sur un seul appui.} \\ \frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \Rightarrow \text{ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.} \end{array} \right.$$

- **Critère de coupe-feu :**

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu (BAEL91).

❖ Type des dalles pleines :

Notre projet comporte deux types de dalles, des dalles sur 2 appuis (les balcons d'étage courant) et des dalles sur 4 appuis.

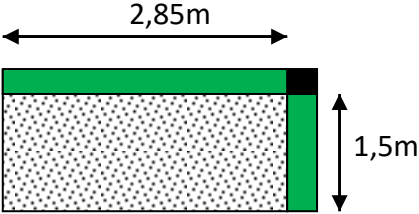
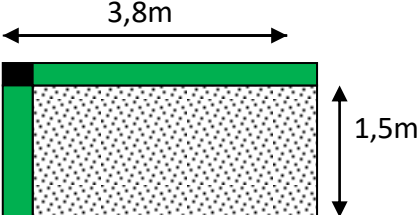
	Type de dalle	$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	e (cm) critère de résistance	e (cm) critère de coupe-feu
Type 1		$\frac{1,5}{2,85} = 0,4$	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ $e = 9 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
Type 2		$\frac{1,5}{3,8} = 0,5$	$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ $e = 5 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu

Tableau 2.1. Pré dimensionnement des dalles pleines

→ On opte pour l'ensemble des dalles pleines une épaisseur de $(e) = 14 \text{ cm}$.

3. Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est une structure composé d'une série de marches permettant de monter ou descendre entre différents niveaux d'un bâtiment, les escaliers peuvent être fabriqués à partir de divers matériaux tels que le bois, l'acier ou en béton. Dans notre cas les escaliers sont réalisés en béton.

Elle se compose généralement des éléments suivants :

- 1) : l'épaisseur de palier de repos (e).
- 2) : longueur projetée de la volée.
- 3) : giron (g).
- 4) : la hauteur de contre marche (h).
- 5) : la hauteur de la volée (H).
- 6) : l'inclinaison de la paillasse (α).
- 7) : la longueur de la marche.

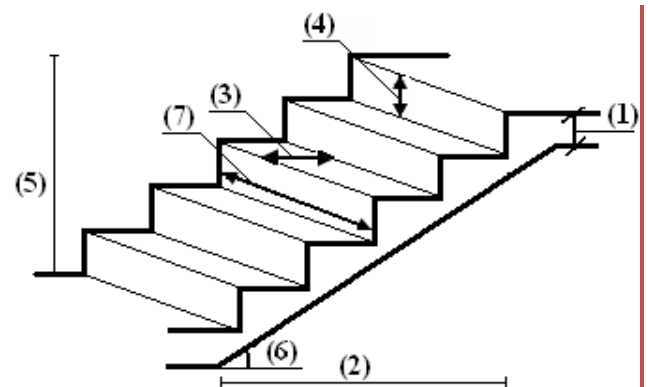


Figure 2.4. Schéma d'un escalier.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marche (g) et (h) on utilise la relation de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

- la hauteur des contre marches (h) : $14 \leq h \leq 18 \text{ (cm)}$
- le giron (g) : $25 \leq g \leq 32 \text{ (cm)}$

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

n : le nombre de contre marche sur la volée.

H : hauteur de la volée.

n-1 : le nombre de marche.

L₀ : longueur projetée de la volée.

L : longueur totale de l'escalier ($L = L_v + L_p + L_{p'}$).

Avec : $\begin{cases} L_v = 2,1 \text{ m} \\ L_p = 1,45 \text{ m} \\ L_{p'} = 1,45 \text{ m} \end{cases}$

L'épaisseur **e** de la paillasse est déterminée par la condition suivante :

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

$H = 1,445 \text{ m}, L_0 = 2,1 \text{ m}, \alpha = 34,53^\circ$

$289(n - 1) + 210n = 64n^2 - 64n$

$64n^2 - 563n + 289 = 0$

Après la résolution, on trouve (nombre de contremarche) : $n=8$.

Ce qui donne le nombre de marche $n-1 = 7$.

D'où : $g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{7} = 30 \text{ cm}$.

Et $h = \frac{H}{n} = \frac{144,5}{8} = 18 \text{ cm}$.

$\frac{540}{30} \leq e \leq \frac{540}{20}$

$18 \text{ cm} \leq e \leq 27 \text{ cm}$.

→ On prend **e = 18 cm**.

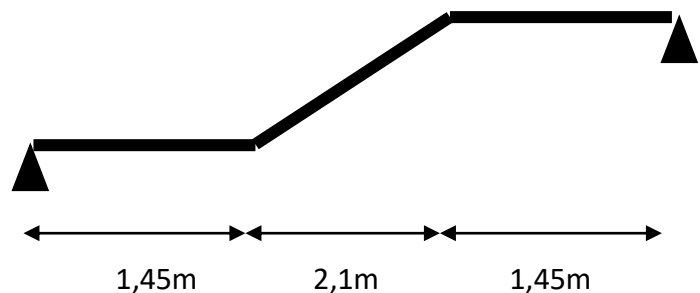


Figure 2.5. Schéma statique de l'escalier.

L ₀ (m)	L(m)	H(m)	n	n-1	α(°)	e(cm)	h(cm)	g(m)
2,1	5	1,445	8	7	34,53	18	18	30

Tableau 2.2. Résultat de dimensionnement de l'escalier.

4. Acrotère :

Est un élément en béton armé situé en bordure de la toiture terrasse, son rôle est d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales.

Le calcul de l'acrotère se fait :

- en flexion composé.
- la fissuration est considérée préjudiciable.
- le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

$G = \gamma \times S$ avec : S: surface de l'acrotère.

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + \left(\frac{0.03 \times 0.1}{2}\right) \cdot 7 \text{cm}$$

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

$$G = 25 \times 0,0685 = 1,71 \text{ KN/ml}.$$

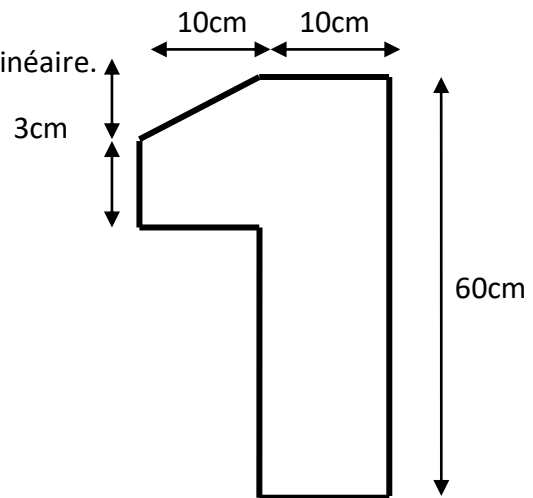


Figure 2.6. Schéma de l'acrotère.

	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Hauteur (m)	Poids (KN/ml)
Enduit de ciment Intérieur	18	0,015	0,6	0,16
Enduit de ciment extérieure	18	0,02	0,6	0,22
Poids propre de l'acrotère (KN/ml)	1,71			
G (KN/ml)	2,09			
Q (KN/ml)	1			

Tableau 2.3. Dimension de l'acrotère.

5. Les poutres:

5.1. Les poutres principales :

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition

suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$.

Avec : h : La hauteur de la poutre.

L_{max} : la distance maximale entre nus d'appuis ($L_{max} = 660 - 30 = 630 \text{m}$).

D'où : $42 \leq h \leq 63$ cm.

On prend : $b = 30$ cm et $h = 45$ cm.

→ On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA :

- $b \geq 20$ cm condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 4$ condition vérifiée.

5.2. Poutres secondaire :

Ils sont disposées parallèlement aux poutrelles, leurs hauteur sont données par la condition

suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$.

Avec : $L_{max} : (4,55 - 0,3 = 4,25$ cm).

D'où : $28,33 \leq h \leq 42,5$ cm.

On opte : $b = 30$ cm et $h = 35$ cm.

→ On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA :

- $b \geq 20$ cm condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4$ condition vérifiée.

Après la vérification on opte les dimensions suivantes :

	b (cm)	h (cm)
Poutres principales	30	45
Poutres secondaires	30	35

Tableau 2.4. Dimensions des poutres.

6. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé, destinés à transmettre les charges gravitaires aux fondations, Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99/2003 (Art 7.4.1) page 61.

$$\text{La zone IIa} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b ; h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min} (b ; h) \geq \frac{he}{20}. \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4. \end{array} \right.$$

→ Les sections des poteaux sont supposées comme suit :

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} Etage
Section (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
Hauteur des poteaux (m)	2,89	2,89	2,89	2,89	2,89	2,89

Tableau 2.5. Les dimensions des poteaux

7. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, Ils reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux, pour le dimensionnement des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99/2003 suivantes :

$$\text{➤ } e \geq \text{Max} (e \geq \text{Max} (he / 20 , 15\text{cm})) \quad (\text{Art 7.7.1 RPA99 / 2003}) \text{ page 70}$$

$$L \geq 4e$$

$$\text{Dans notre cas : } he = 289 - 20 = 269 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad e \geq 269/20$$

$$\text{Soit : } e \geq 15 \text{ cm} \quad \text{et} \quad L \geq 4 \times 15 \quad \longrightarrow \quad L = 60 \text{ cm} ; e = 15 \text{ cm}$$

8. Évaluation des charges et surcharges :

❖ planchers à corps creux :

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4

2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	/	0,2	2,85
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
6	Mur intérieures	10	0,1	1
Charge permanente G				5,21
Charge d'exploitation Q				1,5

Tableau 2.6. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Protection gravillon	17	0,05	0,85
2	Étanchéité multicouche	6	0,05	0,3
3	Isolation thermique	4	0,04	0,16
4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	Corps creux	/	0,2	2,85
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				6,56
				1

Tableau 2.7. Évaluation des charges revenant au plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Forme de pente	22	0,1	2,2
5	Corps creux	/	0,2	2,85
6	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				6,41

Charge d'exploitation Q	1,5
-------------------------	-----

Tableau 2.8. Evaluation des charges revenant au plancher terrasse accessible à corps creux.

❖ **plancher dalle pleine :**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,14	3,5
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
6	Mur intérieurs	10	0,1	1
Charge permanente G				5,86
Charge d'exploitation Q			Etage	1,5
			balcon	3,5

Tableau 2.9. Evaluation des charges revenant au plancher en dalle pleine.

❖ **escaliers :**

N°	couche		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	carrelage	Horizontale	20	0,02	0,4
		Verticale	20	0,02*0,18/0,3	0,24
2	Mortier de pose	Horizontale	20	0,02	0,4
		Verticale	20	0,02*0,18/0,3	0,24
3	Paillasse		25	0,18	4,5
4	Poids de marche		22	0,18/2	1,98
5	Enduit de ciment		18	0,015	0,27
Charge permanente G					8,03
Charge d'exploitation Q					2,5

Tableau 2.10. Evaluation des charges revenant aux volées en dalle pleine.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4
2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,18	4,5
5	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente G				6,02
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau 2.11. Evaluation des charges revenant au palier en dalle pleine.❖ **Mur extérieur :**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
2	Briques creuses	/	0,1	0,9
3	Briques creuses	/	0,15	1,3
4	Lame d'air	/	0,05	/
5	Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente G				2,76

Tableau 2.12. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.❖ **Dalle inclinée :**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	18	0,02	0,36
2	Dalle pleine	25	0,12	3
3	Tuiles canal	/	/	0,4
Charge permanente G				3,6

Tableau 2.13.Évaluation des charges revenant à la dalle pleine inclinée.

9. La descente de charge :

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau le plus bas, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

La loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrante le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n , les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2...n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

- Sous la terrasse Q
- Sous le dernier étage Q_0+Q_1 .
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$ $Q_0+(3+n/2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$.

Les résultats de la descente des charges sont représentés dans le tableau suivant :

- **Pré dimensionnement de poteau C3 :**

De la même manière que le poteau E3 on déduit l'effort N_u pour le poteau C3 :

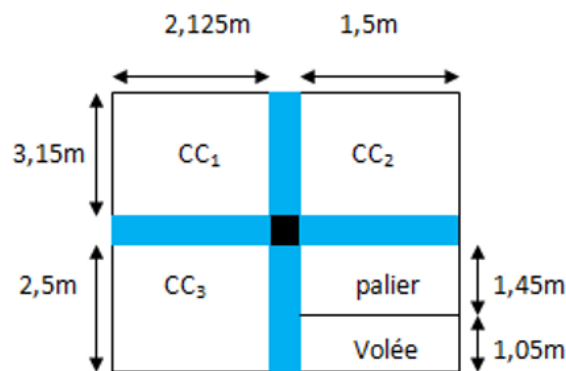


Figure 2.7. Surface afférente du poteau C3.

Niveau	G (KN)	Q (KN)
N12	144,64	24,45
N11	294,94	58,27
N10	447,95	88,7
N9	600,96	115,76

N8	757,04	139,43
N7	913,12	159,73
N6	1072,63	176,64
N5	1232,14	193,55
N4	1395,44	210,46
N3	1558,74	227,37
N2	1726,2	244,28
N1	1893,66	261,19

Tableau 2.14. Résultats de la descente de charge du poteau C3.

→Ce qui donne : $N_u = 1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 1,35 \times 1893,66 + 1,5 \times 261,19 = 2948,22 \text{KN.}$$

Tel que : $N_u = 2948,22 \text{KN}$.

10. Les vérifications nécessaires :

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le CBA (**Art B.8.1.1**) nous exige de majorer l'effort N_u comme suit :

- 10% pour poteaux voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- 15% pour poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées.

Dans notre cas, le portique a plus de deux travées, donc l'effort N_u sera majoré de 10%

$$N_u^* = 1,1 N_u = 1,1 \times 2948,22 = 3243,04 \text{ KN}$$

10.1. Vérification a la compression simple :

On doit vérifier que la contrainte limite de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible.

$$\text{Avec : } \frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc}$$

N_u : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $B = b \times h$. σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression à l'Etat Limite Ultime, tel que :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{3243,04 \times 10^{-3}}{14,2} \Rightarrow B \geq 0,23 \text{ m}^2.$$

On a $B = 0,6 \times 0,6 = 0,36 \text{ m}^2$.

$$B = 0,36 \text{ m}^2 \geq 0,23 \text{ m}^2.$$

De la même façon que l'exemple de calcul précédent on va vérifier le poteau le plus sollicité à chaque niveau les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

étage	Nu (KN)	1,1Nu	Section (cm ²)	Comparaison (B ≥ Bcalc)		Observation
				B (m ²)	Bcalc (m ²)	
N12	227,68	250,45	35×35	0,1225	0,016	Vérifiée
N11	486,74	535,41	35×35	0,1225	0,034	Vérifiée
N10	744,55	819	40×40	0,16	0,052	Vérifiée
N9	997,43	1097,17	40×40	0,16	0,07	Vérifiée
N8	1249,53	1374,48	45×45	0,2025	0,088	Vérifiée
N7	1496,72	1646,39	45×45	0,2025	0,105	Vérifiée
N6	1743,59	1917,95	50×50	0,25	0,123	Vérifiée
N5	1990,47	2189,52	50×50	0,25	0,140	Vérifiée
N4	2242,48	2466,73	55×55	0,3025	0,158	Vérifiée
N3	2494,41	2743,85	55×55	0,3025	0,176	Vérifiée
N2	2752,04	3027,24	60×60	0,36	0,194	Vérifiée
N1	2948,22	3243,04	60×60	0,36	0,212	Vérifiée

Tableau 2.15. Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicité à chaque niveau.

10.2. Vérification au flambement :

D'après le CBA93 (**Art B.8.8.1**), la vérification suivante est indispensable :

$$Nu \leq Nu^* = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times f_e}{\gamma_s} \right] \text{ Avec :}$$

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

As : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: coefficient de sécurité d'acier.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ si : } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \text{ si : } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ (calcul de l'élanement).

Avec : l_f : longueur de flambement $l_f = 0,7 L_0$ (BAEL91 art B.8.3, 31).

L_0 : la hauteur libre du poteau $L_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$.

$$i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} ; I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow 0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r \rightarrow \text{On prend : } A_s = 1\% B_r.$$

Exemple de calcul : Vérification du poteau le plus élancé.

$$l_f = 0,7 \times (2,89 - 0,45) = 1,708 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,708}{0,159} \Rightarrow \lambda = 10,74 ; i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = 0,159 \text{ m} ; I = \frac{b \times h^3}{12} = 7,625 \times 10^{-3} \text{ m}^4.$$

$$\lambda = 9,87 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0,837.$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1 :

$$\text{On doit vérifier que } B_r > B_{\text{calculé}} \Rightarrow B_{\text{calculé}} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\text{A.N : } B_{\text{calculé}} \geq \frac{2948,22 \times 10^{-3}}{0,837 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0,154 \text{ m}^2.$$

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02) = (0,6 - 0,02) \times (0,6 - 0,02) \Rightarrow B_r = 0,336 \text{ m}^2 > B_{\text{calculé}} = 0,154 \text{ m}^2.$$

La condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

niveau	Nu (KN)	B	i (m)	λ	α	(Br \geq Brcalc)		Observation
						Br	Brcalc	
N12	227,68	0,1225	0,101	16,91	0,812	0,1089	0,0127	Vérifiée
N11	486,74	0,1225	0,101	16,91	0,812	0,1089	0,027	Vérifiée
N10	744,55	0,16	0,115	14,85	0,820	0,144	0,0417	Vérifiée
N9	997,43	0,16	0,115	14,85	0,820	0,144	0,0558	Vérifiée
N8	1249,53	0,2025	0,129	13,24	0,826	0,185	0,0674	Vérifiée
N7	1496,72	0,2025	0,129	13,24	0,826	0,185	0,0838	Vérifiée
N6	1743,59	0,25	0,144	11,86	0,83	0,23	0,0976	Vérifiée
N5	1990,47	0,25	0,144	11,86	0,83	0,23	0,111	Vérifiée
N4	2242,48	0,3025	0,159	10,74	0,834	0,281	0,126	Vérifiée
N3	2494,41	0,3025	0,159	10,74	0,834	0,281	0,139	Vérifiée
N2	2752,04	0,36	0,173	9,87	0,837	0,336	0,154	Vérifiée
N1	2948,22	0,36	0,173	9,87	0,837	0,336	0,168	Vérifiée

Tableau 2.16. Vérification au flambement de poteau le plus sollicité à chaque niveau.

10.3. Vérification selon les règles du RPA99 :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = 14,45 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Poteau	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	observation
$\text{Min} (b_1 , h_1) \geq \frac{he}{20}$	60	55	50	45	40	35	vérifiée
$0,25 \geq \frac{b}{h} \geq 4$	1	1	1	1	1	1	vérifiée

Tableau 2.17. Résultats de vérification aux exigences de RPA pour le poteau le plus sollicité. D'après les résultats, les poteaux ne risquent pas de flambement.

Conclusion :

Après que nous avons terminé le pré dimensionnement des éléments, et de pouvoir satisfaire toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes pour chaque élément dans le tableau suivant :

Les éléments		Les dimensions
Plancher a corps creux (étage courant, TA et TI)		(16+4) cm
Dalle pleine		14 cm
Escalier		18 cm
Poutre	Principale	(30×45) cm ²
	Secondaire	(30×35) cm ²
	Palière	(30×30) cm ²
	Chainage	(30×35) cm ²
Voiles		e = 15 cm
poteaux	Entre sol 1 et 2	(60×60) cm ²
	RDC et 1 ^{er} étage	(55×55) cm ²
	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	(50×50) cm ²
	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	(45×45) cm ²

	6ème et 7ème étage	(40×40) cm ²
	8ème et 9ème étage	(35×35) cm ²

Tableau 2.18. Les résultats des dimensions des éléments secondaires.

Chapitre 3

Etude des éléments secondaire



1. Introduction:

Les éléments secondaire sont des éléments qui ne font pas partie du système de contreventement ni du système porteur.

Leur rôle est d'assurer la sécurité et le confort des usages.

- Nous on va s'intéresser dans ce chapitre aux éléments suivants :
 - Les planchers (à corps creux et à dalle pleine).
 - Les escaliers.
 - L'acrotère.
 - La dalle d'ascenseur.

2. Calcul des planchers :

2.1. Plancher à corps creux :

Le calcul sera fait pour 2 éléments : -Poutrelles.

-Dalle de compression.

2.1.1. Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement.

Il existe plusieurs méthodes : -La méthode forfaitaires.

-La méthode de Caquot et de Caquot minorée.

❖ Méthodes forfaitaires (annexe E.1 du BAEL 91) :

Cette méthode est applicable Si :

- 1-Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(5 \text{KN/m}^2 ; 2G)$.
- 2-Les portées successives doivent satisfaire la condition $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$.
- 3-La fissuration est peu nuisible.
- 4-Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

❖ Application de la méthode :

Moments aux appuis ($M_a \leq 0$) :

Pour les appuis de rives : Les moments sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissurations.

$$M_a = -0,15 M_0.$$

Avec : M_0 : moment isostatique maximale dans la travée.

Pour les appuis intermédiaires :

- Ma = -0,6 M₀ Pour une poutre à deux travées.
- Ma = -0,5 M₀ Pour les appuis voisins de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- Ma = -0,4 M₀ Pour les autres appuis intermédiaires.

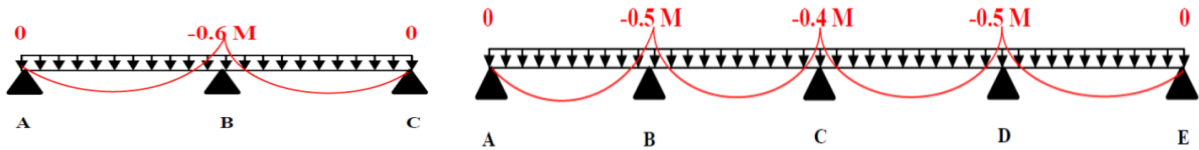


Figure 3.1. Diagramme des moments aux appuis pour une poutre à 2 et à plus de 2 travées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (aucun ferrailage) seulement le BAEL91 exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

→ -0,15×M_o Tel que M_o= Max (M_{o1}, M_{on}).

Moments en travées :

$$\left\{ \begin{aligned} M_{ti} + \frac{Mg + Md}{2} &\geq \max (1,05 M_{oi} ; (1 + 0,3\alpha)M_{oi}). \\ M_{ti} &\geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{oi} \text{ pour une travée intermédiaire.} \\ M_{ti} &\geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{oi} \text{ Pour une travée de rive.} \end{aligned} \right.$$

Avec : $\alpha = Q/G + Q$: degré de surcharge.

- Mg : Moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.
- Md : Moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

Effort tranchant :

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

➤ $V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis

sauf les appuis voisin de rives ou : $V = 1,15V_0$ Pour une poutre à 2 travées.

➤ $V = 1,10V_0$ Pour une poutre à plusieurs travées.

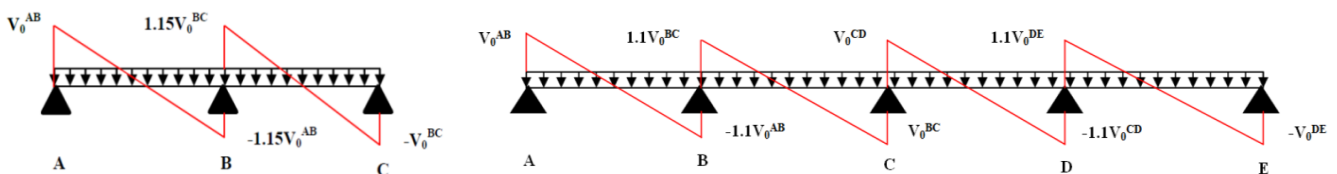


Figure 3.2 : diagramme des efforts tranchants pour une poutre a 2 et a plus de 2 travées.

❖ **Méthode de Caquot minorée (annexe E.2 du BAEL 91) :**

On applique cette méthode si :

- La première condition de la méthode forfaitaire est vérifiée ($Q \leq \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$) et l'une des trois autres conditions n'est pas observée.

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre, ainsi que l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

❖ **Application de la méthode :**

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + Mg\left(1 - \frac{x}{l}\right) + Md\left(\frac{x}{l}\right).$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (1-x) ; \text{ Avec : } X = \frac{x}{2} - \frac{Mg - Md}{q \times l}.$$

Moment en appui :

$$M_i = \frac{qg \times l'g^3 + qd \times l'd^3}{8,5(l'g + l'd)}.$$

Avec : $l'g, l'd$: Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

qg, qd : Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$\text{On a : } \begin{cases} l' = 0,8l & \text{travée intermédiaire.} \\ l' = l & \text{travée de rive.} \end{cases}$$

Avec : $G = 2/3G$.

-Effort tranchant :

On utilise la méthode de la RDM :

$$V_i = \pm \frac{qu \times li}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{li}$$

Avec : M_i : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_{i+1} : Moment sur l'appui gauche.

2.1.2. Type de poutrelle :

On a 7 types de poutrelles :

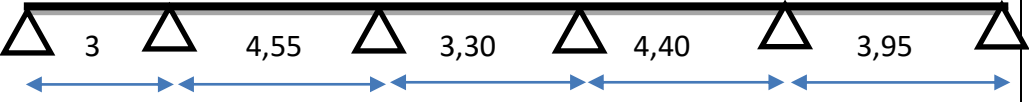
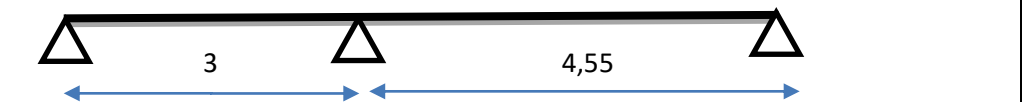

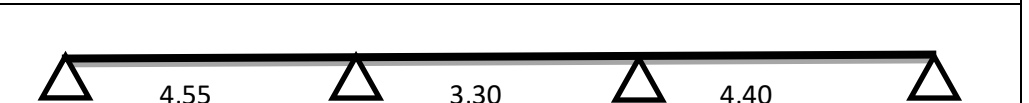
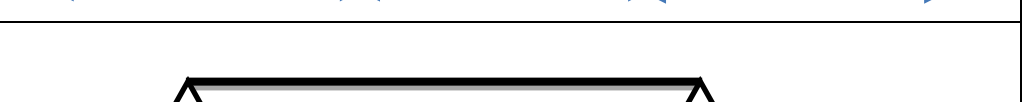
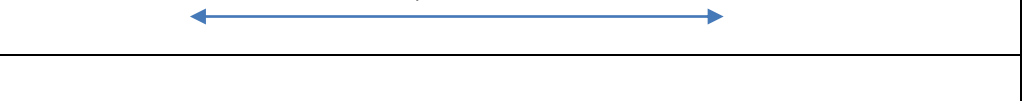

Types	Etages	Schéma statique
T1	Tous les étages	
T2	Tous les étages	
T3	Tous les étages	
T4	Tous les étages + terrasse accessible	
T5	Terrasse accessible	
T6	Terrasse accessible	
T7	Terrasse inaccessible	

Tableau.3.1. Type de poutrelle.

2.1.3. Choix de la méthode de calcul des sollicitations :

Dans notre projet, on dispose deux natures de poutrelles :

- Poutrelles isostatiques : Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.
- Poutrelles hyperstatiques : Le calcul des sollicitations se fait soit par la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

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

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
T3 et T5 et T6 et T7	/	Poutrelle isostatique	RDM

T1,T2 et T4	Non vérifiée	$Q_{max} \leq \min(5\text{KN/m}^2; 2G)$. $L_i/L_{i+1} \notin [0,8 ; 1,25]$.	Caquot minorée
-------------	--------------	--	----------------

Tableau.3.2. Condition d’application de la méthode forfaitaire ou de Caquot.

Pour l’étude des poutrelles, on va traiter 1 exemple de calcul pour chaque méthode (RDM et Caquot minorée).

2.1.3.1. Calcul des sollicitations dans la poutrelle (T2) : (Etage courant).

➤ **Schéma statique :**

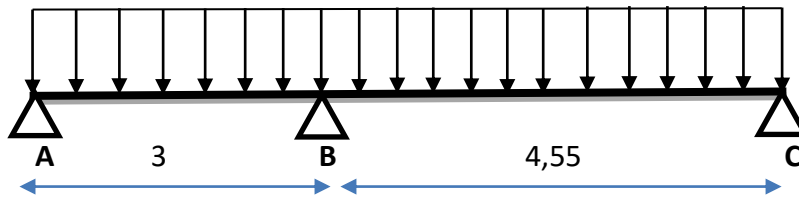


Figure 3.3. Schéma statique de la poutrelle type 2.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Etage Courant	5,21	1,5	0,65	ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$ $P_u = 9,283$	$q_u = p_u \cdot L_0$ $q_u = 6,034$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 6,71$	$q_s = p_s \cdot L_0$ $q_s = 4,361$

Tableau.3.3. Calcul des charges revenant sur la poutrelle avec les combinaisons d’actions.

$L_i/L_{i+1} = 3/4,55 = 0,65 \notin [0,8 ; 1,25]$ Condition non vérifiée.

Donc : dans ce cas la méthode forfaitaire n’est pas applicable.

On applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G’ dans le calcul des moments aux appuis.

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Moments aux appuis :**

Avec : $G' = 2/3G = 3,473\text{KN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} \text{ELU : } q_u' = (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 = 4,51\text{KN/m} \\ \text{ELS : } q_s' = (G' + Q) \times 0,65 = 3,232\text{KN/m} \end{cases}$

❖ **Appui de rive :**

Au niveau des appuis de rive, le moment est nul, mais il faut mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égale à $0,15 \times M_0$.

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,034 \times 4,55^2}{8} = 15,61 \text{ KN.m.}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,361 \times 4,55^2}{8} = 11,285 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELU : } M_A = M_C = -0,15 \max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -2,342 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = M_C = -0,15 \max(M_0^A; M_0^C) = -1,693 \text{ KN.m}$$

❖ **Appui intermédiaire :**

$$M_B = \frac{q'g \times l'g^3 + q'd \times l'd^3}{8,5 \times (l'g + l'd)}$$

$$\text{ELU : } M_B = -\frac{4,51 \times (3)^3 + 4,51 \times (4,55)^3}{8,5 \times (3 + 4,55)} = -8,517 \text{ KN.m;}$$

$$\text{ELS : } M_B = -\frac{3,232 \times (3)^3 + 3,232 \times (4,55)^3}{8,5 \times (3 + 4,55)} = -6,104 \text{ KN.m.}$$

• **Moment en travée :**

❖ **Travée AB :**

$$X_0 = \frac{l}{2} \frac{Mg - Md}{q \times l} = \frac{3}{2} \frac{M_A - M_B}{q \times l} \quad \left[\begin{array}{l} \text{ELU : } X_0 = 1,029 \text{ m.} \\ \text{ELS : } X_0 = 1,029 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$M_0(X_0) = q \times \frac{X_0}{2} (L^{BC} - X_0) \quad \left[\begin{array}{l} \text{ELU : } M_0(1,029) = 6,119 \text{ KN.m.} \\ \text{ELS : } M_0(1,029) = 4,422 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$M_t^{AB} = M_{0X} + M_A \left(1 - \frac{X_0}{L^{AB}}\right) + M_B \left(\frac{X_0}{L^{AB}}\right)$$

$$\left[\begin{array}{l} \text{ELU : } M_t^{AB} = 6,119 - 8,517 \left(\frac{1,029}{3}\right) = 3,198 \text{ KN.m.} \\ \text{ELS : } M_t^{AB} = 4,422 - 6,104 \left(\frac{1,029}{3}\right) = 2,328 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

❖ **Travée BC :**

$$X_0 = \frac{l}{2} \frac{Mg - Md}{q \times l} = \frac{4,55}{2} \frac{M_B - M_C}{q \times l} \quad \left[\begin{array}{l} \text{ELU : } X_0 = 2,585 \text{ m.} \\ \text{ELS : } X_0 = 2,585 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$M_0(X_0) = q \times \frac{X_0}{2} (L^{BC} - X_0) \quad \left[\begin{array}{l} \text{ELU : } M_0(2,585) = 15,325 \text{ KN.m.} \\ \text{ELS : } M_0(2,585) = 11,076 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$M_t^{BC} = M_{0X} + M_B \left(1 - \frac{X_0}{L^{BC}}\right) + M_C \left(\frac{X_0}{L^{BC}}\right)$$

$$\text{ELU : } M_t^{BC} = 15,325 - 8,517 \left(1 - \frac{2,585}{4,55}\right) = 11,647 \text{ KN.m.}$$

$$\text{ELS : } M_t^{BC} = 11,076 - 6,104 \left(1 - \frac{2,585}{4,55}\right) = 8,44 \text{ KN.m.}$$

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_i = \pm \frac{qu \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

$$\text{-Travée AB : } \begin{cases} V_A = \frac{6,034 \times 3}{2} - \frac{0 - (-8,517)}{3} = 6,212 \text{ KN.} \\ V_B = -\frac{6,034 \times 3}{2} - \frac{0 - (-8,517)}{3} = -11,89 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{-Travée BC : } \begin{cases} V_B = -\frac{6,034 \times 4,55}{2} - \frac{(-8,517) - 0}{4,55} = -11,86 \text{ KN.} \\ V_C = \frac{6,034 \times 4,55}{2} - \frac{(-8,517) - 0}{4,55} = 15,60 \text{ KN.} \end{cases}$$

M_{max}^t (KN.m)		M_{max}^a (KN.m)		V_{max} (KN)
ELU	ELS	ELU	ELS	
11,647	8,44	-8,517	-6,104	15,6

Tableau 3.4. les sollicitations maximales de type 2.

→ Les résultats de calcul des sollicitations maximales à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments (KN.m)			Effort tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments (KN.m)		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t		M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
T1	-1,765	-7,475	9,795	13,811	-1,275	-5,359	7,116
T2	-2,29	-8,517	11,647	15,6	-1,66	-6,104	8,44
T3	-2,19	-8,76	11,20	15,26	-1,58	-6,33	8,09
T4	-2,342	-8,309	11,737	15,554	-1,693	-5,956	8,506
MAX	-2,342	-8,517	11,768	15,6	-1,693	-6,104	8,506

Tableau 3.5. Sollicitations maximales dans les différents types des poutrelles d'étage courant.

- **Terrasse accessible :**

On a : $G=6,41 \text{ KN/m}$; $Q=1,5 \text{ KN/m}$

Donc : $qu=7,087 \text{ KN/m}$; $qs=5,141 \text{ KN/m}$

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments (KN.m)			Effort tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments (KN.m)		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t		M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
T4	-2,751	-9,602	13,853	18,223	-1,996	-6,914	10,074
T5	-2,751	/	18,34	16,123	-1,996	/	13,304
T6	-2,572	/	17,15	15,591	-1,866	/	12,441
MAX	-2,751	-9,602	18,34	18,223	-1,996	-6,914	13,304

Tableau 3.6. Sollicitations maximales dans les différents types des poutrelles terrasse accessible.

- Terrasse inaccessible :

On a : $G = 6,56 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 6,73 \text{ KN/m}$; $q_s = 4,91 \text{ KN/m}$

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments (KN.m)			Effort tranchant Vu(KN)	Evaluation des moments (KN.m)		
	M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t		M_a^{rive}	M_a^{inter}	M_t
T7	-1,135	/	7,572	10,097	-0,828	/	5,528

Tableau 3.7. Sollicitations maximales dans type 7 de terrasse inaccessible.

2.1.4. Ferrailage des poutrelles :

- Ferrailage longitudinal :

Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, vont être ferrillées en fonction des sollicitations maximales.

Exemple de calcul (étage courant) :

Données :

$$\begin{array}{l}
 \text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} M_a^{rive} = -2,342 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -8,517 \text{ KN.m} \\ M_t = 11,768 \text{ KN.m} \\ V_u = 15,60 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} M_a^{rive} = -1,698 \text{ KN.m} \\ M_a^{inter} = -6,104 \text{ KN.m} \\ M_t = 8,506 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b=65\text{cm} ; b_0=10\text{cm} ; h=20\text{cm} ; h_0=4\text{cm} ; d=0,9 \times h=18\text{cm} ; f_e=400\text{Mpa} ; f_{c28}=25\text{Mpa} ; \text{FPN.}$$

➤ **Calcul à l'ELU :**

A. En travée :

-Calcul du moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(\frac{d-h_0}{2} \right) = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 59,072 \text{ KN} > M_t = 11,647 \text{ KN}$$

➔ L'axe de la table de compression n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe donc par la table de compression, on fait un calcul d'une section rectangulaire (b×h)=(65×20)cm .

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{11,768 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,0389 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A (A'=0)}$$

Avec : $A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0389}) = 0,0496$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,186 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{11,768 \times 10^{-3}}{0,186 \times 348} = 1,80 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 1,413 \text{ cm}^2 < A_{calculé} = 1,80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

B. En appui :

La table de compression se trouve dans le zone tendue car le moment est négatif, donc on va considérer une section ($b_0 \times h$) ; (10×20) cm^2 .

➤ Appui intermédiaire :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^i}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{8,517 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,185 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_L = 0,392 > 0,185 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Avec : } A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,185}) = 0,258$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,161 \text{ m}$$

$$A_a^{inter} = \frac{8,517 \times 10^{-3}}{0,161 \times 348} = 1,52 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{calculée} = 1,52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Appui de rive :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^r}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{2,342 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,051 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_L = 0,392 > 0,051 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{Avec : } A_t = \frac{M_a^r}{Z \times f_{st}} ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,051}) = 0,0655$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{2,342 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,385 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \leq A_{calculé}$$

$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 2,1 / 400 = 0,217 \text{cm}^2 < A_{calculée} = 0,385 \text{cm}^2$ **Condition Vérifiée.**

➤ **Choix des barres :**

En travée : $A = 1,80 \text{cm}^2 \rightarrow$ Soit 3HA10 = $2,36 \text{cm}^2$

En appui intermédiaire : $A = 1,52 \text{cm}^2 \rightarrow$ Soit 2HA10 = $1,57 \text{cm}^2$

En appui de rive : $A = 0,385 \text{cm}^2 \rightarrow$ Soit 1HA10 = $0,79 \text{cm}^2$

➤ **Ferraillage transversal :**

$\phi t \geq \min(\phi L^{min} ; h/35 ; b_0/10)$ **BAEL91(Art H.III.3)**

ϕt : diamètre minimal des armatures longitudinales.

$\phi t \geq \min(10 ; 5,7 ; 10) \text{mm}$

Soit $\phi t = 6 \text{mm}$

On adopte pour $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{cm}^2$

2.1.5. Vérifications nécessaires :

➤ **Vérification à l'ELU :**

❖ **Vérification de rupture par cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{15,60 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,867 \text{Mpa}$$

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

Donc : $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

$$\left[\begin{array}{l} (0,9 \times d ; 40 \text{cm}) \rightarrow St \leq 16,2 \text{cm} \\ \frac{0,8 f_e \times A_t \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k)} \rightarrow St \leq 76,96 \text{cm} \end{array} \right.$$

Avec : - $\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armature droite.

➤ $K=1$ (Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

D'où : **St=15cm.**

❖ **Vérification des armatures longitudinales (Al) à l'effort tranchant Vu :**

- **Appui de rive :**

$$Al^{\min} \geq \frac{\gamma_s \times Vu}{fe} = \frac{1,15 \times 15,60 \times 10^{-3}}{400} = 0,448 \text{cm}^2$$

Donc : $Al = 3HA10 = 2,36 \text{ cm}^2 \geq 0,448 \text{cm}^2$**Condition vérifiée.**

- **Appui intermédiaire :**

On doit vérifier :

$$Al \geq 1,15/fe \times (Vu + M_a^{\text{inter}} / 0,9 \times d) = 1,15/400 \times (15,60 \times 10^{-3} + (-8,517) \times 10^{-3} / 0,9 \times 0,18)$$

$Al = -1,063 < 0$: Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car

L'effort est négligeable devant l'effet du moment

❖ **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times Vu}{a \times b_0} \leq \overline{\sigma_{bc}} \text{ avec } a = 0,9 \times d = 16,2 \text{cm}$$

Ce qui donne : $Vu \leq 0,267 \times a \times b_0 \times fc_{28} \rightarrow 15,60 \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,1 \times 25 \times 10^{-3}$

$\rightarrow 15,60 \leq 108,135$**Condition vérifiée.**

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

$$\tau_u = \frac{Vu \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \overline{\tau} ; \text{ tel que : } b_1 = b - b_0 / 2 = 0,275 \text{m}$$

$$\tau_u = \frac{15,60 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,018 < 3,33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc, pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

➤ **Les vérifications à l'ELS :**

- Vérification des contraintes.
- Vérification de la flèche.

❖ **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = M_{Ser} / I \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times fc_{28}$ **(BAEL E.III.2)**

Remarque :

Si $H > 0$: L'axe neutre passe par la table de compression, d'ou le calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$) = $(65 \times 20) \text{cm}^2$.

Si $H < 0$: L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

- **En travée :**

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

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18 - 4) = 24,4 \text{ cm}^2$$

→ $H > 0$ donc le calcul d'une section rectangulaire $(b \times h) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$.

-Calcul de y et I :

$$b/2 \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$65/2 \times y^2 + 15 \times 2,36y - 15 \times 2,36 \times 18 = 0$$

$$32,5 y^2 + 35,4 y - 637,2 = 0$$

$$\text{D'où : } y = 3,917 \text{ cm}$$

$$I = b/3 \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 8323,039 \text{ cm}^4$$

-Contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{8,506 \times 10^{-3}}{8323,039 \times 10^{-8}} \times 3,917 \times 10^{-2} = 3,972 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3,972 \text{ Mpa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ Mpa}$**Condition vérifiée.**

- **En appui intermédiaire :**

-Position de l'axe neutre(H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{10 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,57 \times (18 - 4) = -249,7 \text{ cm}^2$$

→ $H < 0$ donc le calcul d'une section en T.

-Calcul de y et I :

$$b/2 \times y^2 + [(15 \times A) + h_0(b - b_0)] \times y - 15 \times A \times d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$10/2 \times y^2 + [(15 \times 1,57) + 4(65 - 10)] \times y - 15 \times 1,57 \times 18 - (65 - 10) \frac{4^2}{2} = 0$$

$$5 y^2 + 243,55 y - 863,9 = 0$$

$$\text{D'où : } y = 3,32 \text{ cm}$$

$$I = b/3 \times y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$I = 5862,195 \text{ cm}^4$$

-Contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,104 \times 10^{-3}}{5862,195 \times 10^{-8}} \times 3,32 \times 10^{-2} = 3,457 \text{Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3,972 \text{Mpa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{Mpa}$Condition vérifiée.

➤ Vérification de la flèche :

- Condition de la vérification de la flèche :

Données : $L=4,55\text{m}$, $M_{0S}=11,076\text{KN.m}$, $M_{tS}=8,44\text{KN.m}$, $M_{tS}=0,762M_{0S}$

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

- 1) $h/L \geq 1/16$(BAEL 91 (Art B.6.5))
- 2) $h/L \geq M_t/10 \times M_0$(BAEL 91 (Art B.6.5))
- 3) $A_t/d \times b_0 \geq 4,2/f_e$(CBA 93)

Avec : h : la hauteur de la poutrelle.

L : longueur de la travée. A : section des armatures choisies.

M_{tS} : moment en travée à l'ELS.

M_{0S} : moment isostatique de cette travée à l'ELS.

Dans notre cas :

- 1) $\frac{0,20}{4,55} = 0,044 < \frac{1}{16} = 0,06$Condition non vérifiée.
- 2) $\frac{0,20}{4,55} = 0,044 < \frac{8,44}{10} \times 11,076 = 0,076$Condition non vérifiée.
- 3) $\frac{2,36}{18} \times 10 = 0,013 > \frac{4,2}{400} = 0,011$Condition vérifiée.

→Donc on doit faire le calcul de la flèche selon la méthode exposée à l'article B.6.5.2 des règles BAEL 91.

$$\Delta f \leq f_{adm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \text{BAEL91.}$$

$$f_{adm} = L/500 = 455/500 = 0,91\text{cm.}$$

Avec :

fgv : La flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes totales.

fgi : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes totales.

fji : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons (G).

fpi : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharges d'exploitations (G+Q).

-Evaluation des moments en travée selon le chargement considéré :

- $qg = g \times L_0 = 5,21 \times 0,65 = 3,387 \text{KN/m}$. (Charge permanente qui revient à la poutrelle).
- $qj = j \times L_0 = 3,95 \times 0,65 = 2,568 \text{KN/m}$. (Charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement).
- $qp = p \times L_0 = (5,21+1,5) \times 0,65 = 4,361 \text{KN/m}$. (Charge permanente + charge d'exploitation).

$$\left\{ \begin{array}{l} Mg_{ser} = 0,762 \times \frac{3,387 \times 4,55^2}{8} = 6,679 \text{KN.m} \\ Mq_{ser} = w \times \frac{q \times L^2}{8} \quad Mj_{ser} = 0,762 \times \frac{2,568 \times 4,55^2}{8} = 5,064 \text{KN.m} \\ Mp_{ser} = 0,762 \times \frac{4,361 \times 4,55^2}{8} = 8,60 \text{KN/m} \end{array} \right.$$

Module de Young instantanée et différé :

$$\left\{ \begin{array}{l} Ev = 3700 \sqrt[3]{fc28} = 10818,86 \text{ MPA} \\ Ei = 3 \times Ev = 32456,60 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = 18516,54 \text{cm}^4$$

$$\text{Avec : } YG = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (Ad + A'd')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A + A')} = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (2,36 \times 18)}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 2,36}$$

$$YG = 6,757 \text{cm.}$$

Calcul les coefficients λ_i et λ_v :

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times ft28}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,013} = 3,256 \quad \text{Avec : } \rho = \frac{A}{d \times b_0} = 0,0131 \\ \lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 1,302 \end{array} \right.$$

Calcul des contraintes σ_{st} :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^j = 15 \times \frac{M_{ser}^j \times (d-y)}{I} = 128,53 \text{MPa} \\ \sigma_{st}^g = 15 \times \frac{M_{ser}^g \times (d-y)}{I} = 169,52 \text{MPa} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times \frac{M_{ser}^p \times (d-y)}{I} = 218,27 \text{MPa} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } I = 8323,039 \text{cm}^4 \text{ et } Y = 3,917 \text{cm}$$

Calcul les coefficients μ :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_j = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + ft28} \right) = 0,584 \\ \mu_g = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + ft28} \right) = 0,665 \\ \mu_p = \max \left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + ft28} \right) = 0,729 \end{array} \right.$$

Calcul les inerties fictives I_f :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 7,021 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fgi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 6,434 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \\ I_{fgv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 1,091 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \\ I_{fpi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 6,042 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

-Calcul la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = 5,064 \times 10^{-3} \times \frac{4,55^2}{10 \times 32456,58 \times 7,021 \times 10^{-5}} = 4,60 \text{mm} \\ f_{gi} = 6,668 \times 10^{-3} \times \frac{4,55^2}{10 \times 32456,58 \times 6,434 \times 10^{-5}} = 6,62 \text{mm} \\ f_{gv} = 6,668 \times 10^{-3} \times \frac{4,55^2}{10 \times 10818,86 \times 1,091 \times 10^{-4}} = 11,71 \text{mm} \end{array} \right.$$

$$f_{pi} = 8,60 \times 10^{-3} \times \frac{4,55^2}{10 \times 32456,58 \times 6,042 \times 10^{-5}} = 9,08 \text{ mm}$$

d'où : $\Delta f = (11,71 - 4,60) + (9,08 - 6,62) = 9,57 \text{ mm} > f_{adm} = 9,1 \text{ mm}$**Condition n'est pas vérifiée.**

donc : On augmente la section d'acier en Travée **3HA12=3,39cm².**

→Après les calculs avec la section d'aciers $A=3,39 \text{ cm}^2$:

On a trouvé que : $\Delta f = 7,51 \text{ mm} < f_{adm} = 9,1 \text{ mm}$**Condition vérifiée.**

*De la même manière que l'exemple de calcul détaillé, on ferraille les différents types des poutrelles :

Niveaux	Endroit	M(KN.m)	Mbu	α	Z(m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)
Etages Courants	Travée	-11,737	0,039	0,0497	0,176	1,92	1,413	3HA10 = 2,36
	Appui inter	-8,309	0,181	0,251	0,162	1,474	0,217	2HA10 = 1,57
	Appui de rive	-2,342	0,051	0,065	0,175	0,385	0,217	1HA10 = 0,79
Terrasse Accessible	Travée	18,34	0,061	0,079	0,174	3,029	1,413	3HA12 = 3,39
	Appui inter	-9,602	0,209	0,296	0,159	1,735	0,217	1HA10+1HA12 =1,92
	Appui de rive	-2,751	0,059	0,076	0,175	0,452	0,217	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	7,572	0,0253	0,032	0,1776	1,225	1,413	3HA10=2,36
	Appui de rive	-1,135	0,0380	0,0475	0,179	0,182	0,217	1HA10=0,79

Tableau 3.8. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux :

➤ **Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS) :**

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont présentées dans les tableaux suivants :

Niveaux	Cisaillement $\tau_u < \tau'_u$ (MPa)	Armatures longitudinales $A_l^{min} (cm^2) \geq$		Bielle $V_u \leq 0,276 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$ (KN)	fonction $\tau_u^1 \leq \tau'$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \frac{1,15}{f_e}$	$(V_u + \frac{M_a^{int}}{0,9 \times d})$		
Etages Courants	$V_u = 15,554 \text{ KN}$ $0,864 < 3,33$	$0,447 < 3,15$	$-1,027 < 0$	$15,554 < 108,135$	$1,015 < 3,33$
Terrasse Accessible	$V_u = 18,223 \text{ KN}$ $1,012 < 3,33$	$0,524 < 4,18$	$-1,18 < 0$	$18,223 < 108,135$	$1,19 < 3,33$
Observation	Pas de risque parcisailleme nt	C.Vérifiée	C.Vérifiée	C.Vérifiée	C.Vérifiée

Tableau 3.9. Vérifications nécessaires à l'ELU.

Planchers	En travée				En appui			
	Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Ms (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)
Etages Courants	8,506	3,917	8323,039	4,00	-5,956	3,32	5191,3	3,80
Terrasse accessible	13,304	4,611	11243,94	5,456	-6,914	3,92	7218,7	3,75
Observation	$\sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$				$\sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$			
$\sigma_{bc} \leq \sigma'_{bc}$	Condition vérifiée				Condition vérifiée			

Tableau 3.10. Vérifications des contraintes à l'ELS :

Planchers	Etage courant	Terrasse accessible
M_{ser}^g (KN.m)	9,80	10,79
M_{ser}^j (KN.m)	6,62	8,48
M_{ser}^p (KN.m)	8,518	13,3
I_0 (cm ⁴)	18517	20405
P	0,013	0,018
λ_i	3,253	2,265
λ_v	1,30	0,906
I (cm ⁴)	8323,039	11239
σ_{st}^g (MPa)	168,11	193,24

σ_{st}^j (MPa)	248,94	151,99
σ_{st}^p (MPa)	216,21	238,19
Mg	0,663	0,779
Mj	0,757	0,728
Mp	0,726	0,816
I_{fgi} (m ⁴)	$6,449 \cdot 10^{-5}$	$8,117 \cdot 10^{-5}$
I_{fgv}	0,000109	0,0001315
I_{fji}	$5,879 \cdot 10^{-5}$	$8,468 \cdot 10^{-5}$
I_{fpi}	$6,0553 \cdot 10^{-5}$	$7,876 \cdot 10^{-5}$
Fgi (mm)	6,55	8,47
Fgv	11,59	15,69
Fji	10,64	6,39
Fpi	8,97	10,77
Δf	3,376	11,59
Fadm (mm)	9,1	9,1
Observation	Condition vérifiée	Condition non vérifiée

Tableau 3.11. Vérification de la flèche à l'ELS :

Pour la terrasse accessible, on augmente la section d'acier avec $A=3HA14 = 4,62\text{cm}^2$, après les calculs notre flèche est vérifiée avec :

$\Delta f = 8,71\text{mm} < F_{adm} = 9,1\text{mm}$Condition vérifiée.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Etage Courant			

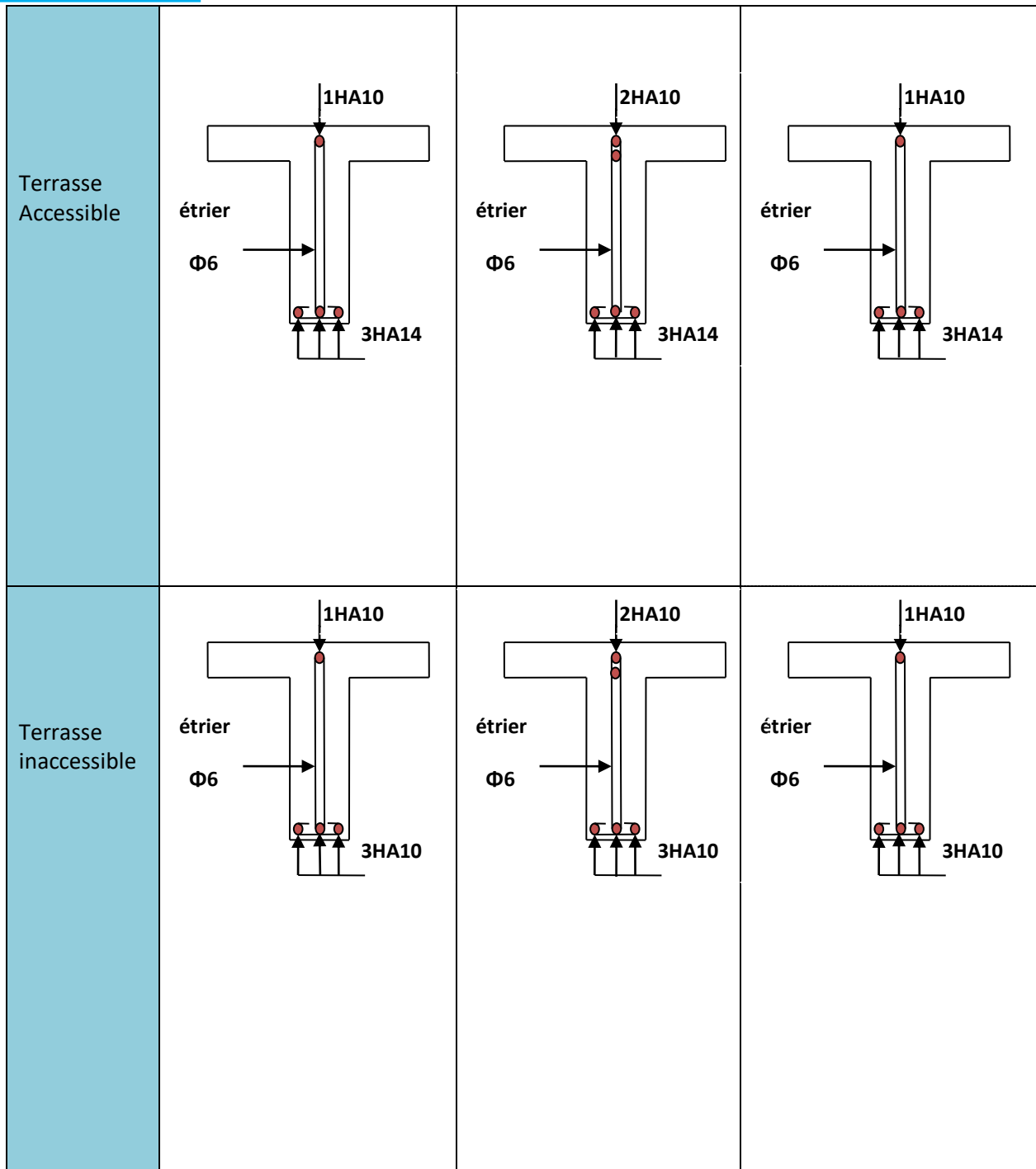


Tableau 3.12. Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.

3.1.6. Etude de la dalle de compression :

On utilise des barres de type rond lisses (Treillis soudés) de nuance $f_e = 235$ MPa.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :** $L_0 = 65$ cm ; $f_e = 235$ MPa

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{\perp} = 5\phi 6 = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,55 \text{ cm}^2/\text{ml} ; A_{\parallel} = 4\phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

⊥ ; $st=20cm \leq 20cm$Vérifiée.
 // ; $st=25cm \leq 30cm$Vérifiée.
 → On opte pour un treillis soudé
 $\varphi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

2.2.étude de la dalle pleine :

2.2.1.Dalle sur 2 appuis (balcon) :

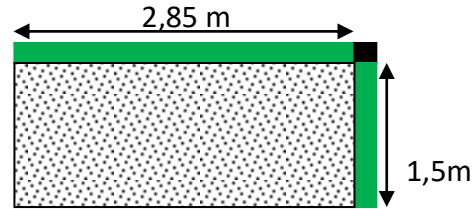


Figure 3.4.schéma d'une dalle pleine sur 2 appuis.

• **calcul du chargement :**

$G = 5,86 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} qu = 1,35 \times 5,86 + 1,5 \times 3,5 = 13,16 \frac{KN}{m} \\ qs = 5,86 + 3,5 = 9,36 \frac{KN}{m} \end{cases}$$

$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,5}{2,85} = 0,53 \Rightarrow \rho > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail selon deux sens Lx et Ly .

Du tableau (annexe I) on tire la valeur et à l'ELU et l'ELS.

$$\text{à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,092 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases} \quad \text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,096 \\ \mu_y = 0,394 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M0_u^x = \mu_x \times qu \times Lx^2 & ; M0_{ser}^x = \mu_x \times qs \times Lx^2 \\ M0_u^y = \mu_y \times M0_u^x & ; M0_{ser}^y = \mu_y \times M0_{ser}^x \end{cases}$$

• **Calcul de $Mx0$ et $My0$:**

$$\begin{cases} M0_u^x = 0,092 \times 13,16 \times 1,5^2 = 2,21 \text{ KN.m} \\ M0_u^y = 0,250 \times 2,21 = 0,55 \text{ KN.m} \\ M0_{ser}^x = 0,1019 \times 9,36 \times 1,5^2 = 1,64 \text{ KN.m} \\ M0_{ser}^y = 0,349 \times 1,64 = 0,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Calcul des moments :**

En travée :

$$\begin{cases} M_u^x = 0,85 \times M0_u^x = 0,85 \times 2,21 = 1,88 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0,85 \times M0_u^y = 0,85 \times 0,55 = 0,47 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^x = 0,85 \times M0_{ser}^x = 0,85 \times 1,64 = 1,4 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = 0,85 \times M0_{ser}^y = 0,85 \times 0,65 = 0,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appui :

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0,5 \times M0_u^x = -0,5 \times 2,21 = -1,1 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0,5 \times M0_{ser}^x = -0,5 \times 1,65 = -0,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• L'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{13,16 \times 1,5}{3} = 5,92 \text{ KN.}$$

$$V_y = 6,41 \text{ KN.}$$

• Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU. Et la vérification se fera à l'ELS.

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b \times d \times f_{bu}}; \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) ; Z = d(1 - 0,4\alpha) ; A = \frac{M}{Z \times f_{st}}$$

Condition de non fragilité.

$$\rho_0 = 0,0008 \text{ pour FeE400} \implies \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

		M(KN.m)	M _{bu}	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
travée	x-x	1,88	0,00919	0,119	0,454	1,41	4HA8=2.01
	y-y	0,47	0,0023	0,119	0,113	1,12	4HA8=2.01
Appui		-1,1	0,0054	0,119	0,266	1,41	4HA8=2.01

Tableau 3.13. Ferrailage de dalle pleine (balcon).

• Calcul de l'espacement des armatures :

$$\begin{cases} L_x: St \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 33 \text{ cm}; \text{ on opte: } St=25\text{cm.} \\ L_y: St \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) \rightarrow St \leq 45\text{cm}; \text{ on opte: } St=25\text{cm.} \end{cases}$$

• Les verifications :

❖ a L'ELU :

➤ l'effort tranchant :

Sens x-x :

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{13,16 \times 1,5}{2} \times \frac{2,85^4}{2,85^4 + 1,5^4} = 8,45 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,0704 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement selon x-x.

Sens y-y :

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{13,16 \times 2,85}{2} \times \frac{1,5^4}{2,85^4 + 1,5^4} = 0,89 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 0,00074 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement selon y-y.

❖ à L'ELS :

➤ Vérification des contraintes :

		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	observation
Travée	X-X	1,4	2,4	2970,43	1,13	15	vérifiée
	Y-Y	0,55	2,4	2970,43	0,44	15	vérifiée
Appui		-0,82	2,4	2970,43	0,66	15	vérifiée

Tableau 3.14. Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Avec : η=1,6 (HA)

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,63 \text{ MPa.}$$

		M _{ser} (KN.m)	H	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	observation
Travée	X-X	1,4	1,6	69,80	201,63	vérifiée
	Y-Y	0,55	1,6	26,66	201,63	vérifiée
Appui		-0,82	1,6	39,75	201,63	vérifiée

Tableau 3.15. Contraintes de l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Vérification de la flèche :**

M _j (KN.m)		M _g (KN.m)		M _p (KN.m)		I _o (cm ⁴)		λ _i		λ _v	
x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
5,61	0,19	0,92	0,32	1,48	0,5	23620,4	23620,4	12,53	12,53	5,01	5,01
Sous j (cm ⁴)				Sous g (cm ⁴)				Sous p (cm ⁴)			
I _{f_{ji}}		I _{f_{jv}}		I _{f_{gi}}		I _{f_{gv}}		I _{f_{pi}}		I _{f_{pv}}	
25982		25982		25982		25982		25982		25982	

f _{gv} (mm)		f _{ji} (mm)		f _{gi} (mm)		f _{pi} (mm)		f(mm)		f _{adm} (mm)	
x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
0,059	0,092	0,012	0,018	0,02	0,03	0,032	0,049	0,059	0,09	2,7	5,7

Tableau 3.16. Vérification de la flèche.

→ Donc la flèche est vérifiée selon les deux sens.

2.2.2. Calcul des sollicitations des différentes dalles pleines :

Les résultats des sollicitations maximales des différentes dalles pleines seront résumés dans le tableau suivant :

	Sollicitations									
	ELU						ELS			
	M _{x^t} (KN.m)	M _{y^t} (KN.m)	M _{x^a} (KN.m)	M _{y^a} (KN.m)	V _x (KN)	V _y (KN)	M _{x^t} (KN.m)	M _{y^t} (KN.m)	M _{x^a} (KN.m)	M _{y^a} (KN.m)
Type2	2,75	0,69	1,62	0,4	6,58	6,49	1,99	0,58	1,17	0,34
Type3	6,94	4,38	2,77	1,75	13,88	18,02	5,66	4,17	2,26	1,66

Tableau 3.17. Sollicitations maximales dans les dalles pleines.

De la même manière on ferraille les autres dalles pleines, les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

			M (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Type	Travée	x-x	2,75	0,0135	0,0169	0,119	0,66	1,45	4HA8=2.01
		y-y	0,68	0,0033	0,004	0,119	0,165	1,12	4HA8=2.01

2	Appui		1,62	0,0079	0,0099	0,119	0,389	1,45	4HA8=2.01
Type 3	Travée	x-x	6,94	0,034	0,043	0,117	1,69	1,22	4HA8=2.01
		y-y	4,38	0,021	0,027	0,118	1,06	1,12	4HA8=2.01
	Appui		2,77	0,0136	0,017	0,119	0,67	1,22	4HA8=2.01

Tableau 3.18. Calcul de ferrailage à l'ELU des dalles pleines.

➤ Vérification à l'ELU :

	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$\tau_u \leq \tau_{adm}$	observation
Type 2	6,58	6,49	$0,054 \leq 1,25$	vérifiée
Type 3	13,88	18,01	$0,14 \leq 1,25$	vérifiée

Tableau 3.19. Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.

➤ Vérification a l'ELS :

		$M_{ser}(KN.m)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$	observation
Type 2	x-x	1,99	3,21	5657,25	$1,13 \leq 15$	vérifiée
	y-y	0,58	3,21	5657,25	$0,33 \leq 15$	vérifiée
	Appui	1,17	3,21	5657,25	$0,66 \leq 15$	vérifiée
Type 3	x-x	5,66	3,21	5657,25	$3,21 \leq 15$	vérifiée
	y-y	4,17	3,21	5657,25	$2,37 \leq 15$	vérifiée
	appui	2,26	3,21	5657,25	$1,28 \leq 15$	vérifiée

Tableau 3.20. Vérifications des contraintes à l'ELS.

	Sens x-x	Sens y-y	observation
Type 2	$f = 0,1mm < f_{adm} = 3mm$	$f = 0,18mm < f_{adm} = 7,6mm$	vérifiée
Type 3	$f = 2,79mm < f_{adm} = 8,2mm$	$f = 2,61mm < f_{adm} = 10mm$	vérifiée

Tableau 3.21. Vérifications de la flèche dans les différents types des dalles pleines.

• Schéma de ferrailage :

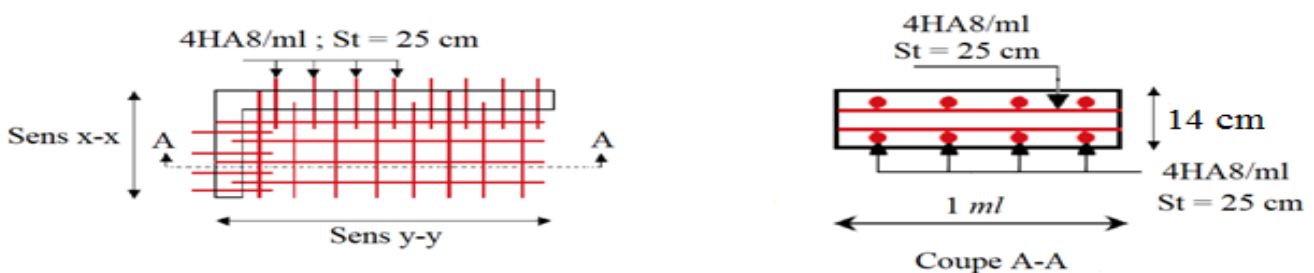


Figure 3.5. Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis (type 1)

3.2.3. Dalle d'ascenseur :

• Calcul des sections des barres coupées de l'ouverture :

$$A_c^x = 2,01 \times 1,6 = 3,21 \text{ cm}^2$$

$$A_c^y = 2,01 \times 1,8 = 3,62 \text{ cm}^2$$

On choisit les barres de renfort : 2HA16 = 4,02 cm²

$$\varnothing_{16} = 1,6\text{cm} \geq \frac{e}{10} = 1,4\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

3. Étude des escaliers

$$\left\{ \begin{array}{l} GP = 6,02 \text{ KN/m}^2. \\ Qv = Qp = 2,5 \text{ KN/m}^2. \end{array} \right.$$

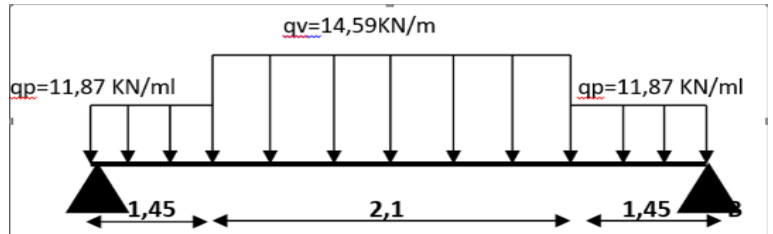


Figure 3.6. Schéma statique de l'escalier RDC.

- Calcul de chargement revenant sur l'escalier :

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 14,59 \text{ KN/m.} \\ q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 11,87 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} q_v^s = G + Q = 10,53 \frac{\text{KN}}{\text{m}}. \\ q_p^s = G + Q = 8,52 \frac{\text{KN}}{\text{m}}. \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations :

→ Par la méthode de RDM on a trouvé les résultats suivants :

Combinaison	Réaction d'appui (KN)		M ₀ ^{max} (KN/m)	Moment (KN/m)		V ^{max} (KN)
	VA	VB		Travée	appui	
ELU	32,54	32,54	42,74	32,06	-21,37	32,54
ELS	23,41	23,41	30,79	26,17	-12,32	27,48

Tableau 3.22. Les sollicitations dans l'escalier de RDC.

- Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec les sollicitations maximales à l'ELU, et la vérification à l'ELS, pour une section (b × h) = (100 × 18) cm².

Soit FPN; e = 18cm ; d=16cm ; fc28 = 25 Mpa ; fbu=14,2 Mpa ; fst=348 Mpa

Les moments : $M_t = 0.75M_{0max} = 32,06 \text{ KN.m}$; $M_a = -0.5M_{0max} = -21,37 \text{ KN.m}$

On résume les calculs dans le tableau suivant :

Zone	Mu	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée	32,06	0,088	0,152	0,152	6,04	1,932	6HA12 =6,79	15
Appui	-21,37	0,058	0,155	0,155	3,96	1,932	6HA10 =4,71	15

Tableau 2.23. Ferrailage de l'escalier.

→ $A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

Vérifications à l'ELU :

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

$$V^{max} = 32,54 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{32,54 \times 10^{-3}}{1 \times 0,16} = 0.203 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa} \dots \text{ (Vérifiée)}$$

Pas besoin des armatures transversales (pas de risque de cisaillement).

❖ **Calcul des armatures de répartition:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Entravée : } A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,6975 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ onchoisit : } 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}. \\ \text{Enappuis : } A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,1775 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \text{ onopte : } 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}. \end{array} \right.$$

❖ **Vérification des espacements:**

Armatures principales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{ (Vérifiée)}$.

Armatures secondaire : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \text{ (Vérifiée)}$.

Vérifications à l'ELS :

❖ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}. \\ \frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0. \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2. \end{array} \right.$$

→ Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

	Mser	Y(cm)	I(cm ⁴)	σbc(MPa)	σ'bc(MPa)	observation
Travée	26,17	3,4	8780	10,25	15	vérifiée
appui	-12,32	2,8	5985	5,8	15	vérifiée

Tableau 3.24. Vérification de l'état limite de compression du béton

❖ Vérification de la flèche :

Selon le BAEL si l'une des conditions n'est pas vérifiée, on doit vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} > \max\left(\frac{3}{80} ; \frac{Mt}{20 \times M_0}\right) \rightarrow \frac{16}{500} = 0,032 > \frac{26,17}{20 \times 30,79} = 0,042 \dots \text{non vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{6,79}{100 \times 18} = 0,00377 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \text{vérifiée.} \end{array} \right.$$

La première condition n'est pas vérifiée donc on doit calculer la flèche.

On a: $\Delta f = (f_{gv} - f_{gi}) + (f_{pi} - f_{gi}) ; \Delta f < f_{adm}$

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant:

Mj (KN.M)	Mg (KN.M)	Mp (KN.M)	Ev (MPa)	Ei (MPa)	λi	λv	μj	μg	μp
15,44	19,53	26,17	10818,86	32456,59	5,95	2,38	0,227	0,327	0,443
Sous j		Sous g		Sous p					
lfi (m4)	lfv(m4)	lfi (m4)	lfv(m4)	lfi (m4)	lfv(m4)				
0,0013	0,0019	0,0010	0,0017	0,0008	0,0015				

Tableau 3.25. Les résultats de calcul de la flèche.

fij (mm)	fig (mm)	fiip (mm)	fvig (mm)	Δf (mm)	fadm (mm)	observation
0,93	1,47	2,43	2,66	2,69	10	vérifiée

Tableau 3.26. Vérification de la flèche.

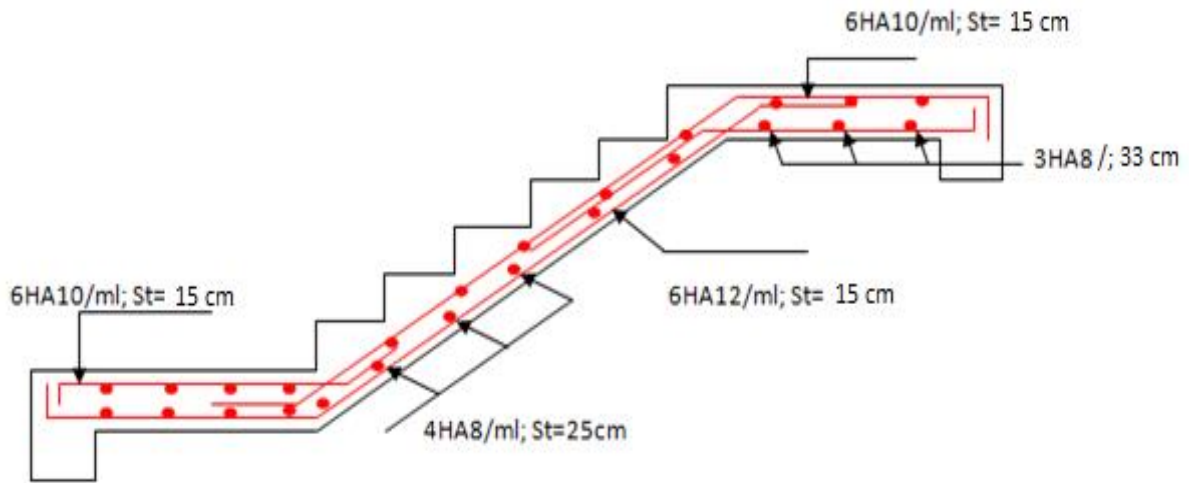


Figure 3.7.Schéma de ferrailage de l'escalier.

4. Poutre palière :

D'après la condition de flèche
défini par le **BAEL91** .

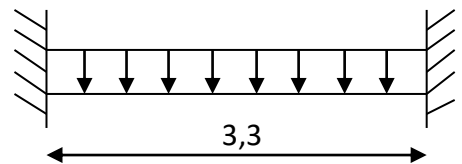


Figure 3.8. Schéma statique de la poutre palière.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 20 \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

Exigence du RPA99/2003 :

$$h \geq 30 \text{ cm} ; \quad b \geq 20 \text{ cm} ; \quad \frac{h}{b} < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{soit : } h = 30 \text{ cm} ; \quad b = 30 \text{ cm}$$

L'étude de la poutre palière se fera à la flexion simple et à la torsion.

3.4.1. Calcul à la flexion simple :

- Son poids propre : $g_0 = 25 * 0.3 * 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$
- Charge transmise de la paillasse : $\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } V_{bu} = 32,54 \text{ KN} \\ \text{ELS : } V_{bs} = 23,41 \text{ KN} \end{array} \right.$

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } qu = 1,35 * g_0 + V_{bu} = 35,57 \text{ KN/m}^2 \\ \text{ELS : } qs = g_0 + V_{bs} = 25,66 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tu} = \frac{qu \times l^2}{24} \quad \Rightarrow \quad M_t = 13,34 \text{ KN.m} \\ M_{au} = \frac{qs \times l^2}{12} \quad \Rightarrow \quad M_a = 26,68 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$V_u = 53,35 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage a l'ELU :**

→Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$
Travée	13,34	0,04	0,051	0,27	1,39	1,01
Appuie	26,68	0,08	0,104	0,27	2,85	1,01

Tableau 3.27. Résultats de ferraillage de la poutre palière.

❖ **Vérification l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,64 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{pas de risque de cisaillement.}$$

❖ **Armatures transversales :**

$$St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \rightarrow \text{Soit : } St = 20\text{cm}$$

$$At \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 0,6 \text{ cm}^2 \dots \dots (1) \qquad At = \max (1; 2) = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$At \geq \frac{b \times st (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}{0,9 \times f_e} = 0,017 \text{ cm}^2 \dots \dots (2)$$

❖ **Calcul a la torsion:**

Le moment de torsion : $M_{tor} = -M_B = -21,37 \text{ KN.m}$

Avec : M_B : moment en appuis en appuis (B) obtenu lors du calcul de l'escalier

Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule suivant :

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

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$; l'air du contour tracé ami-épaisseur des parois.

e : épaisseur de la paroi au point considéré.

$$e = \frac{h}{6} = 5,83 \text{ cm} ; \quad \Omega = 705 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{21,37 \times 10^{-3}}{2 \times 705 \times 10^{-4} \times 5,83 \times 10^{-2}} = 2,59 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \tau_{tot} = \sqrt{(\tau^{FS})^2 + (\tau^{tor})^2} = 2,67 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$$

Ce qui donne : $\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{pas de risque de rupture par cisaillement.}$

❖ **Ferraillage de la poutre palière :**

Armatures longitudinales : $A_L^{tor} = \frac{M^{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 5,66 \text{ cm}^2$

Armatures transversals : $A_L^{tor} = \frac{M^{tor} \times s_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,87 \text{ cm}^2$

En travée : $A_{st} = A_{trav} + \frac{A^{tor}}{2} = 4,22 \text{ cm}^2 \implies$ on choisit : 3HA14 = 4,62 cm².

En appui : $A_{sa} = A_{app} + \frac{A^{tor}}{2} = 5,68 \text{ cm}^2 \implies$ on choisit : 4HA14 = 6,15 cm².

Armatures transversales : $A_{trans} = A_{tra}^s + A_{trans}^{tor} = 0,6 + 0,87 = 1,47 \text{ cm}^2$.

Soit 4HA8 = 2,01 cm² (un cadre + un etrier 8) chaque 20 cm.

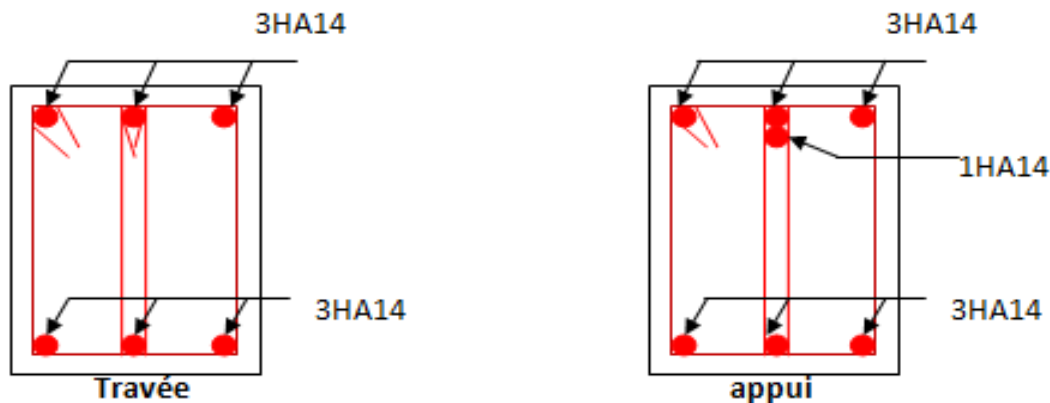


Figure 3.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

5. Etude de l'acrotère :

Le calcul de l'acrotère se fait :

- en flexion composé.
- la fissuration est considérée préjudiciable.
- le calcul se fera pour une bande d'un mètre linéaire.

On a :

$G = 2,09 \text{ kN/ml. ; } Q = 1 \text{ kN/ml.}$

-Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3).}$

$A = 0,15$ (coefficient d'accélération de la zone) (zone IIa).

$C_p = 0,8$ (facteur de force horizontale).

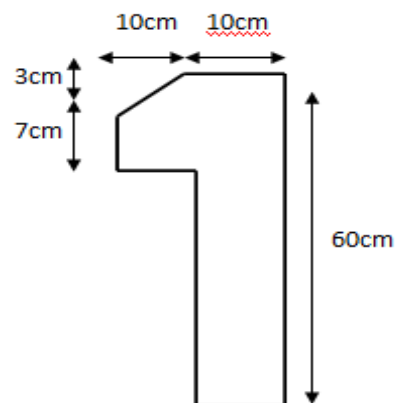


Figure 3.10. Schéma de l'acrotère.

$W_p = 2,09 \text{KN/ml}$ (poids propre de l'acrotère).

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,09 = 1,003 \text{KN}$.

-Calcul des sollicitations :

- Centre de gravité :
$$\begin{cases} X_c = \frac{\sum \epsilon A_i \times X_i}{\sum \epsilon A_i} \rightarrow X_c = 6,2 \text{cm.} \\ Y_c = \frac{\sum \epsilon A_i \times Y_i}{\sum \epsilon A_i} \rightarrow Y_c = 33,01 \text{cm.} \end{cases}$$

- Moment engendré par les efforts normaux :

$$\begin{cases} N_G = W_p = 2,09 \text{KN/ml.} \\ M_Q = Q \times h = 0,6 \text{KN.ml.} \\ M_{fp} = F_p \times Y_c = 0,33 \text{KN.ml.} \end{cases}$$

Sollicitations	Combinaisons		
	ELA	ELU	ELS
	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2,09	2,82	2,09
M (KN.m)	0,93	0,9	0,6

Tableau 3.28. Les combinaisons d'actions.

➤ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,93}{2,09} = 0,445 \text{m} > \frac{H}{6} = 0,1 \text{m} \dots \dots \dots \text{Section partiellement comprimée (SPC).}$$

Donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

Le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que : $e = e_0 + e_1 + e_2$

Avec : $e_0 = \max(2 \text{cm} ; h/250)$, $e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$; on a : $\alpha = \frac{MG}{MQ + MG} = 0$

\emptyset : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

Lf : Longueur de flambement ; $L_f = 2 \times L_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{m}$.

h : Hauteur de la section ; $h = 10 \text{cm}$

D'où : $e_2 = 0,0086 \text{m}$; $e_0 = 0,02 \text{m}$; $e_1 = 0,445 \text{m}$

$$\rightarrow e = 0,02 + 0,445 + 0,0086 = 0,47\text{m}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u = 2,09\text{KN} \\ M_u = N_u \times e = 0,98\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul de ferrailage :**

1) $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

-Centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,469\text{m} > \frac{h}{2} = 0,05\text{m} \rightarrow (C) \text{ est à l'extérieure de la section}$$

donc : Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

Avec : $d=8\text{cm}$; $h=10\text{cm}$

$$M_{UA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1,042\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u A}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,014 ; Z = 0,079\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_u A}{F_{st} \times Z} = 0,38\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{F_{st}} = 0,32\text{cm}^2/\text{ml.}$$

2) $N_{\max} = 2,82\text{KN} \rightarrow M_{\text{correspondant}} = 0,9\text{KN.m}$

-Centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = 0,319\text{m} > \frac{h}{2} = 0,05\text{m} \rightarrow (C) \text{ est à l'extérieure de la section}$$

donc : Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif.

$$M_{UA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,98\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u A}{f_{bu} \times b \times d^2} = 0,0107 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,013 ; Z = 0,079\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_u A}{F_{st} \times Z} = 0,36\text{cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{Nu}{F_{st}} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{\text{calculé}}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}^2 > A_{\text{calculée}} = 0,32 \text{ cm}^2$$

→ On ferraille avec $A_{\min} = 0,996 \text{ cm}^2$ → on adopte : 4HA8 = 2,01 cm/ml.

-Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{on adopte : 4HA6} = 1,13 \text{ m/ml.}$$

-Espacement :

-Armatures principale : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ m.}$

-Armatures de répartitions : $St \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow St = 25 \text{ cm.}$

-Vérification de cisaillement :

L'acrotère est exposée aux intempéries (fissuration préjudiciable) .

$$\tau' \leq \min (0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPA}) = 2,5 \text{ Mpa.}$$

$$\text{ELU : } Vu = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0,019 \text{ Mpa} < 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Pas de risque par cisaillement.}$$

$$\text{ELA : } Vu = Q + F_p = 2,003 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{2,003 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,25 \text{ MPa} < 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Pas de risque par cisaillement.}$$

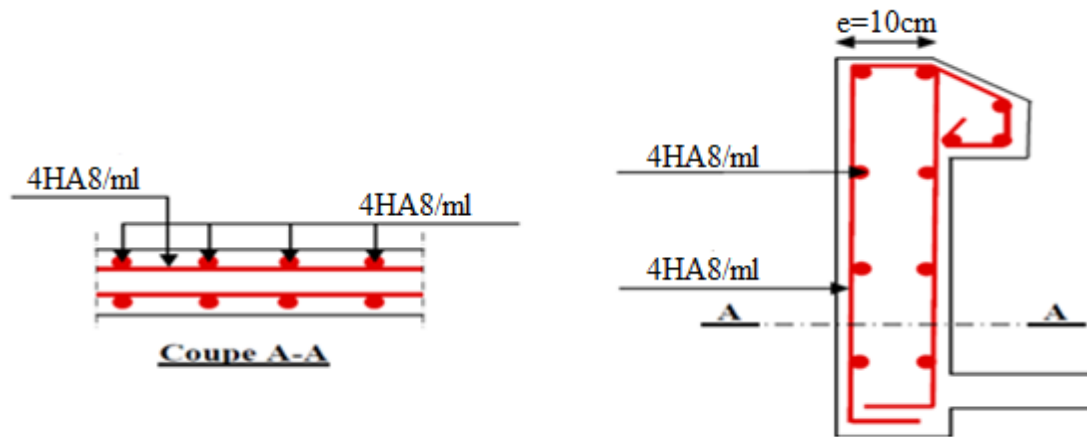


Figure 3.11. Schéma de ferrailage de l'acrotère

6. Poutre de chaînage :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30,33 \leq h \leq 45,5 \text{ cm}$$

Exigence du RPA : $h \geq 30 \text{ cm}$; $b \geq 20 \text{ cm}$; $\frac{h}{b} < 4$

Soit : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$.

❖ **Calcul les sollicitations :**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_p = 25 \times 0,35 \times 0,3 = 2,62 \text{ KN/m.} \\ P_{mur} = 2,76 \times (2,89 - 0,35) = 7,01 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

$$\text{ELU: } \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1,35(P_p + P_{mur}) = 12,87 \text{ KN/m.} \\ M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = 33,3 \text{ KN.m.} \\ V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 29,28 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS: } \left\{ \begin{array}{l} Q_s = P_p + P_{mur} = 9,63 \text{ KN/m.} \\ M_s = \frac{q_u \times l^2}{8} = 24,92 \text{ KN/m.} \end{array} \right.$$

→Le calcul se fait à la F.S et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adop}(\text{cm}^2)$
travée	28,3	0,061	0,079	0,32	2,55	1,19	3HA12=3,39
appui	16,65	0,036	0,046	0,32	1,48	1,19	3HA10=2,36

Tableau 3.29. Résultats de ferrailage de la poutre de chaînage.

❖ Vérification à l'ELU : $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = 0,29 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$vérifiée.

• Armature transversale :

$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 8 \right) \Rightarrow \emptyset t \leq 8 \text{ mm} \Rightarrow$ Soit un cadre de $\emptyset 8$ plus un étrier de $\emptyset 8$.

Le RPA exige un espacement $St \leq \min (h ; 25) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

❖ Vérification a l'ELS :

• Vérifications des contraintes :

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_{bc} \text{ (MPa)}$	observation
Travée	21,18	14,3	87566	3,58	15	Vérifiée
appui	12,46	16,3	110573	1,84	15	vérifiée

Tableau 3.30.Vérification des contraintes.

• Vérifications de la flèche :

$\frac{h}{l} > \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{Mt}{10 \times M_0} \right) \Rightarrow 0,76 \leq 0,085$ vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

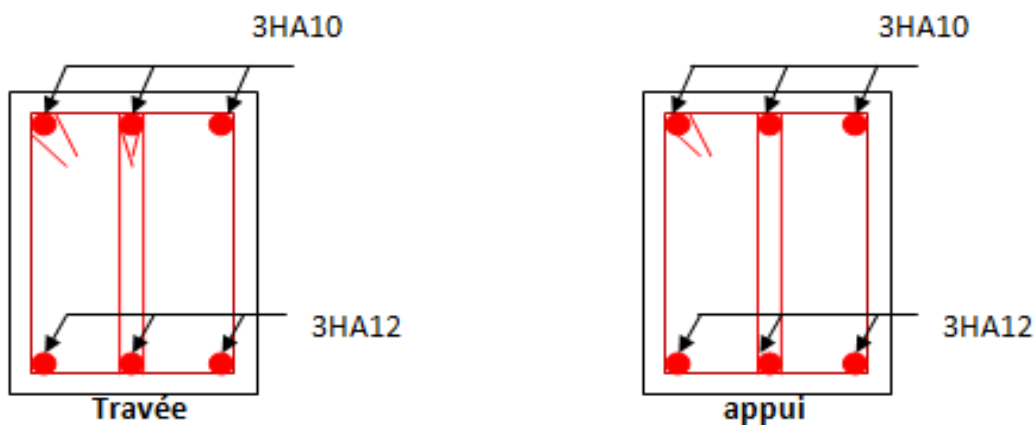


Figure 3.12.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

7. Etude de la dalle de L'ascenseur :

L'ascenseur est un moyen mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. L'ascenseur est composé de deux

éléments ; la cabine et le contrepoids. Les dimensions de la cabine sont fonction du nombre de personnes à transporter.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 5 personnes.

$L_x = 1,6m$; $L_y = 1,8m$

FC : Charge due à la rupture des câbles d'ascenseur : 50KN.

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

DM : Charge due à la salle de machine = 50 KN.

PP : Charge nominale = 400kg.

V : La vitesse = 0,63 m/s.

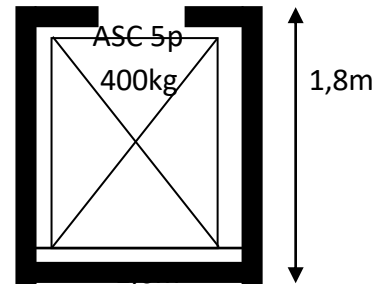


Figure3.13. Dimensions de l'ascenseur.

7.1. Etude de dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \rightarrow e \geq 8 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} e \geq 11\text{cm pour 2h de coup feu} \\ e \geq 14\text{cm pour isolation thermique} \end{array} \right.$$

on prend $e = 14\text{cm}$.

Poids propre de dalle de revêtement : $G_1 = 4,5 \text{ KN/m}^2$

Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{FC}{S} = 17,36 \text{ KN/m}^2$

Poidstotal: $G_1 + G_2 = 21,86 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,89 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 31,01\text{KN/m} \\ \text{ELS : } q_s = G + Q = 22,86 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

❖ Calcul des sollicitations à l'ELU :

	ρ	M	M_0	M_T	M_a
x-x	0,89	0,0468	3,72	2,78	1,86
y-y	0,89	0,759	2,82	2,11	1,41

Tableau 3.31. Sollicitation de la dalle d'ascenseur.

❖ Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 14 cm d'épaisseur à la flexion simple.

		M(KN.m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
travée	x-x	2,79	0,0136	0,017	0,119	0,67	1,18	4HA8=2,01
	y-y	2,11	0,0103	0,013	0,119	0,51	1,12	4HA8=2,01
appui		1,86	0,009	0,011	0,119	0,45	1,18	4HA8=2,01

Tableau 3.32. Résultats ferrailage dalle ascenseur.

❖ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq 3,33 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} Vu_x = 16,54 \text{ KN} \\ Vu_y = 11,44 \text{ KN} \end{array} \right. \rightarrow \tau_u = 0,138 \text{ MPa} \leq 3,33 \text{ MPa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ Vérification à l'ELS :

• Vérification des contraintes :

		M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	observation
travée	x-x	2,37	3,22	5657,2	1,35	15	Vérifiée
	y-y	1,97	3,22	5657,2	1,12	15	Vérifiée
appui		1,58	3,22	5657,2	0,89	15	Vérifiée

Tableau 3.33. Vérification des contraintes à l'ELS.

• Vérification de la flèche :

1) $\frac{e}{Lx} \geq \max \left(\frac{Mt}{20 \times M0} ; \frac{3}{80} \right) \rightarrow 0,0875 \geq 0,0375 \dots\dots\dots$ vérifiée.

2) $\frac{A}{b \times d} < \frac{2}{fe} \rightarrow 0,00196 \leq 0,005 \dots\dots\dots$ vérifiée.

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

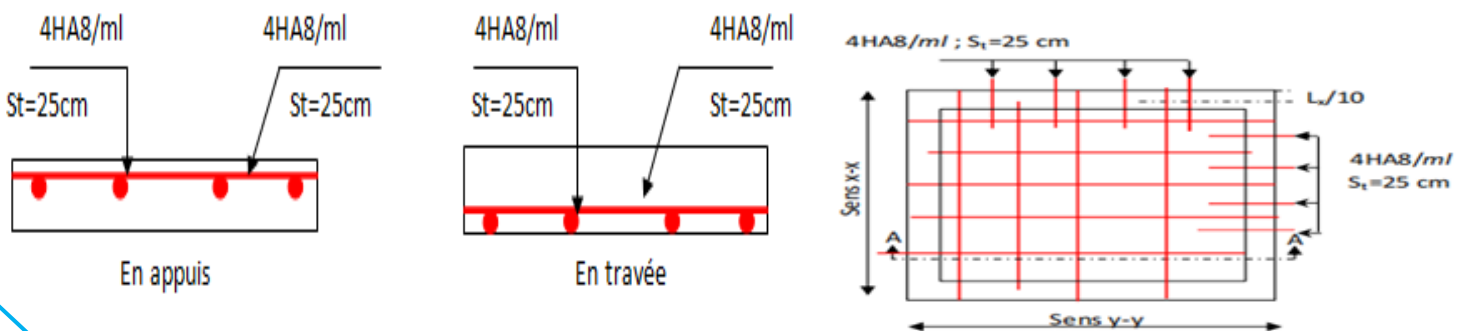


Figure 3.14. Schéma de ferrailage de dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

3.8.2. Dalle de la salle machine :

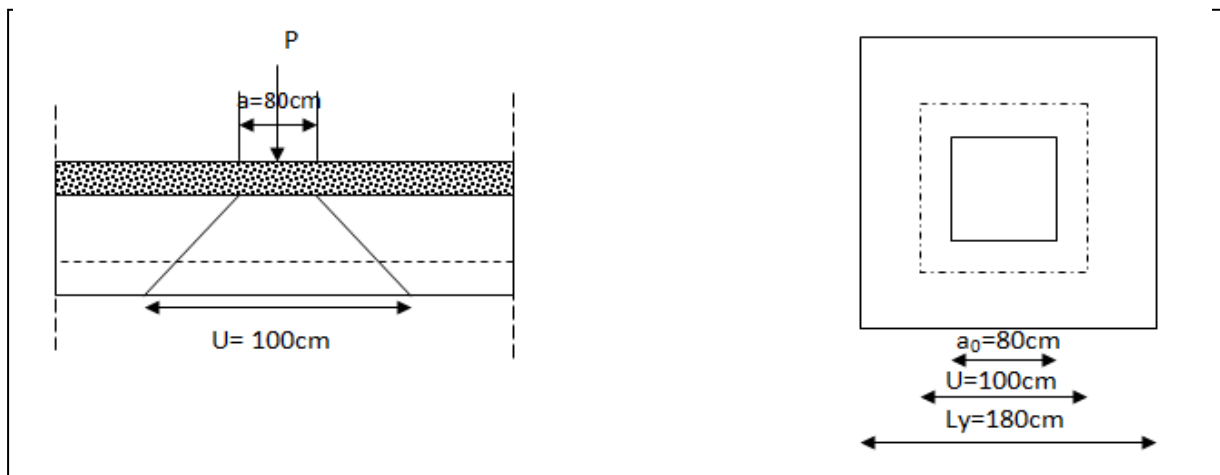


Figure 3.15. Représentation de la surface de la charge concentrée.

D'après le BAEL91 on a :

$$\begin{cases} U = a_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \\ V = b_0 + e + 2 \times \xi \times h_0 \end{cases}$$

- e : l'épaisseur de la dalle pleine e = 14cm
- h₀ : l'épaisseur de revêtement rigide h₀ = 5cm ; ξ = 1 (revêtement en béton)
- a₀ : 80cm ; b₀ : 80cm

$$\begin{cases} U = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104\text{cm} \\ V = 80 + 14 + 2 \times 1 \times 5 = 104\text{cm} \end{cases}$$

• **Evaluation des moments sous charge concentrée :**

M_x et M_y sont les moments dus à la charge concentrée par la machinerie; selon le BAEL:

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2). \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : } v = \text{coefficient de poisson} \quad \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0,2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_1 \text{ en fonction de } \rho \text{ et } \alpha = \frac{U}{L_x} = 0,65 \text{ et } \rho = 0,89 \\ M_2 \text{ en fonction de } \rho \text{ et } \beta = \frac{V}{L_y} = 0,58 \text{ et } \rho = 0,89 \end{cases}$$

d'après l'annexe, en fonction de α , et β on a trouvé :

$$\rho = 0,89 \rightarrow M_1 = M_2 = 0,103$$

$$P_u = 1,35P = 1,35 \times (P_m + D_m + 4) = 93,15 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{1x} = P_u \times 0,103 = 9,59 \text{ KN} \\ M_{1y} = P_u \times 0,103 = 9,59 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Moment dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1,35 \times 4,5 + 1,5 \times 1 = 7,58 \text{ KN}$$

$$\rho = 0,89 \rightarrow \mu_x = 0,0466 ; \mu_y = 0,763$$

$$\begin{cases} M_{2x} = 0,0466 \times 7,58 \times 1,6^2 = 0,904 \text{ KN.m} \\ M_{2y} = 0,7635 \times 0,904 = 0,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{1x} + M_{2x} = 10,49 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{1y} + M_{2y} = 10,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_x^T = 0,75 \times 10,49 = 7,86 \text{ KN.m} & ; & M_a = 0,5 \times 10,49 = 5,25 \text{ KN.m} \\ M_y^T = 0,75 \times 10,28 = 7,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Ferraillage :**

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	x-x	7,86	0,0039	0,0049	0,109	0,18	1,18	4HA8=2,01
	y-y	7,71	0,003	0,0037	0,109	0,14	1,18	4HA8=2,01
appui		5,25	0,0026	0,0033	0,109	0,1	1,18	4HA8=2,01

Tableau 3.34. Ferraillage de la dalle d'ascenseur.

$$\begin{cases} A_{min_x} = 0,0008 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h = 1,18 \text{ cm}^2 \\ A_{min_y} = \rho_0 \times b \times e = 1,12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

• **Vérification à l'ELU :**

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

On a : $V_{max} = \frac{Pu}{3 \times U} = 29,86 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,25 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa.}$$

• **Vérification au poinçonnement :**

$q_u = 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$; avec U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U+V) = 2 \times (104 + 104) = 416 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $p_u \leq q_u \rightarrow p_u = 93,15 \text{KN} \leq q_u = 436,8 \text{KN}$ vérifiée.

• **Vérification a l'ELS :**

$$M_{x1} = M_{y1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 2,82 \text{KN.m}$$

• **Moment dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$\begin{cases} M_{2x} = 0,0539 \times 5,5 \times 1,6^2 = 0,758 \text{KN.m} \\ M_{2y} = 0,832 \times 0,758 = 0,63 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments :**

$$\begin{cases} M_x = M_{1x} + M_{2x} = 3,56 \text{KN.m} \\ M_y = M_{1y} + M_{2y} = 3,45 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés :**

$$\begin{cases} M_x^T = 0,75 \times 3,56 = 2,67 \text{ KN.m} & ; & M_a = 0,5 \times 3,56 = 1,78 \text{ KN.m} \\ M_y^T = 0,75 \times 3,45 = 2,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes :

		$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	observation
Travée	x-x	2,67	3,21	5657,2	1,52	15	Vérifiée
	y-y	2,58	3,21	5657,2	1,47	15	Vérifiée
appui		1,78	3,21	5657,2	1,01	15	Vérifiée

Tableau 3.35.Vérification des contraintes.

Vérification de la flèche :

$$e \geq \max \left(\frac{Mt}{20 \times M_0} ; \frac{3}{80} \right) \times Lx \rightarrow 14 \text{cm} \geq 6 \text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 3,14 \text{ cm}^2 \leq 6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire selon x et y.

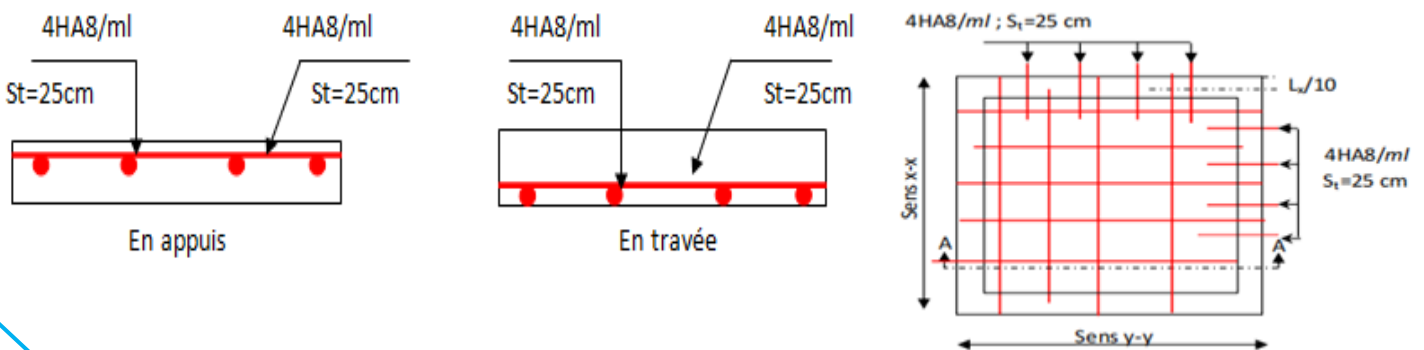


Figure 3.16.Schéma de ferrailage du local machine.

Chapitre 4

Etude dynamique



1. Introduction :

Le risque naturel majeur qui cause le plus de dégâts est le séisme, qui peut se produire à tout moment, face à ce risque, Les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ces secousses sismiques imprévisibles, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

2. Modélisation :

La modélisation implique la transformation d'un problème physique réel avec une infinité de degrés de liberté en un modèle à DDL fini qui reflète le phénomène étudié. La modélisation en éléments finis est une méthode qui consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation on balaie tout l'élément puis toute la structure, mais cela ça va prendre pas mal du temps manuellement, d'où l'utilisation du logiciel ETABS V2016 pour simplifier les calculs.

Ce logiciel ETABS permet de calculer des efforts internes dans les structures, qu'elles soient en béton armée, charpente métallique, ou tout autre matériau, sous divers types de chargement.

Il prend en compte des chargements statiques (poids propre, charges d'exploitation) et dynamiques.

3. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul de la force sismique global à la base d'un bâtiment se fait à l'aide de deux méthodes : (d'après RPA99/2003) :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode dynamique (Modale spectrale et Dynamique par accélérogrammes).

3.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique fictif qui produit la même réponse que la force dynamique réelle. Pour utiliser cette méthode RPA exige la vérification de certaines conditions (la régularité en plan et en élévation,...).

Avec : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$: l'effort tranchant statique à la base du bâtiment.....RPA (art4.2.3)

Tel que :

- A : Coefficient d'accélération de zone.....RPA (tableau 4.1).
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.....RPA (tableau 4.2).
- W : Poids total de la structure.....RPA (tableau 4.5).
- R : Coefficient de comportement de la structure.....RPA (tableau 4.3).
- Q : Facteur de qualité.....RPA (tableau 4.4).

3.2. Méthode dynamique :

- Méthode d’analyse modale spectrale.
- Méthode d’analyse dynamique par accélérogramme.

Dans notre cas, la condition de la régularité en plan n’est pas satisfaite, de plus, la hauteur de notre structure (Zone IIa, groupe d’usage 2) est supérieur à 23 mètre, donc la méthode statique équivalente est inapplicable.

La méthode d’analyse dynamique par accélérogramme nécessite l’intervention d’un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d’analyse modale spectrale.

3.3. Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est la plus utilisée pour l’analyse sismique des structures, elle consiste à identifier pour chaque mode de vibration l’effet maximal des forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont ensuite combinés de manière appropriée pour obtenir la réponse globale de la structure.

Une fois l’effort dynamique calculée, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

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

Dans le cas où la condition n’est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de : $(0,8V_{st}/V_{dyn})$

Avec :

V_{dyn} : l’effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale).

$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$: l’effort tranchant statique à la base du bâtiment.....RPA (art4.2.3)

Ces paramètres dépendent des caractéristiques de notre structure :

- ✓ $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d’usage (2)} \\ \text{Zone sismique (II a)} \end{array} \right. \longleftrightarrow A = 0,15$
- ✓ On opte pour un système de contreventement mixte (Portiques-Voiles), avec $R = 5$
- ✓ $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$ RPA99/2003 (formule 4-4).

Avec : Pq : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité ‘q’ est satisfait ou non.

N°	Critère ‘q’	Sens X-X		Sens Y-Y	
		Observé	Pq	Observé	Pq
01	Condition minimales sur les files de contreventement	oui	0	Non	0,05
02	Redondance en plan	non	0,05	Oui	0
03	Régularité en plan	non	0,05	Non	0,05
04	Régularité en élévation	non	0,05	Oui	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	oui	0	Oui	0
06	Contrôle d’exécution	oui	0	Oui	0

Tableau 4.1. Valeurs des pénalités

- ✓ $Q_x = 1,15$
- ✓ $Q_y = 1,1$
- ✓ $W = \sum_{i=1}^n W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$RPA (formule 4.5).
Avec : $\beta = 0,2$ (Bâtiment d'habitation)

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

Dans notre cas : $W = 36064,24$ KN (logiciel ETABS).

- ✓ D : il dépend de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement(η), et la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \times (T_2/3)^{2/3} \times (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.2)}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (formule 4.3)}$$

Avec : ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

Pour notre cas, on a un système mixte et un remplissage dense :

$$\xi = 7 \% \quad \text{D'où : } \eta = 0,88$$

- ✓ On a un site ferme S2 → $T_1 = 0,15s, T_2 = 0,4s$ RPA (tableau 4.7)
- ✓ Période fondamentale de la structure :

Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte, donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{3/4} \\ T = 0,09h_N / \sqrt{D} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (art 4.2.4).}$$

- $C_T = 0,05$: Coefficient dépend le système de contreventement utilisé. RPA (tableau 4.6)

- $H = 37,08m$: La hauteur total du bâtiment.

- D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\rightarrow D_x = 19,5m \rightarrow T_x = \min(0,75, 0,76) = 0,75s.$$

$$\rightarrow D_y = 19,55m \rightarrow T_y = \min(0,75, 0,75) = 0,75s.$$

Ce qui nous donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \times (T_2/T)^{2/3} \rightarrow D_x = D_y = 1,19$$

Donc : La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\rightarrow V_{stx} = 1480,62KN.$$

$$\rightarrow V_{sty} = 1416,24KN.$$

3.3.1. Le spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\sigma_g \frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

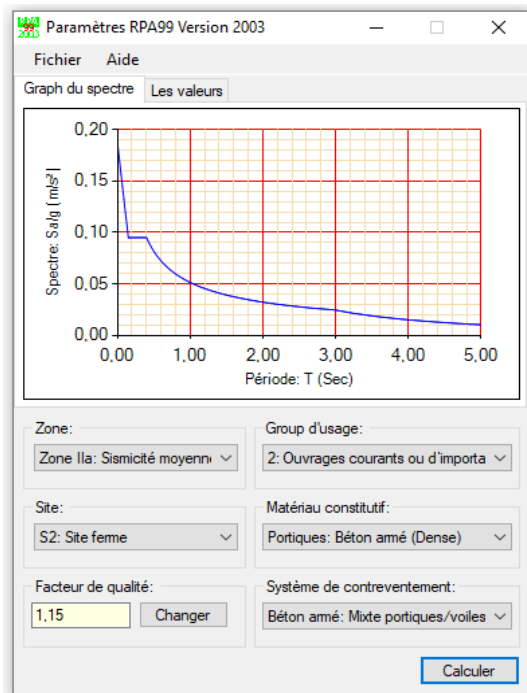


Figure 4.1. Spectre de réponse selon X.

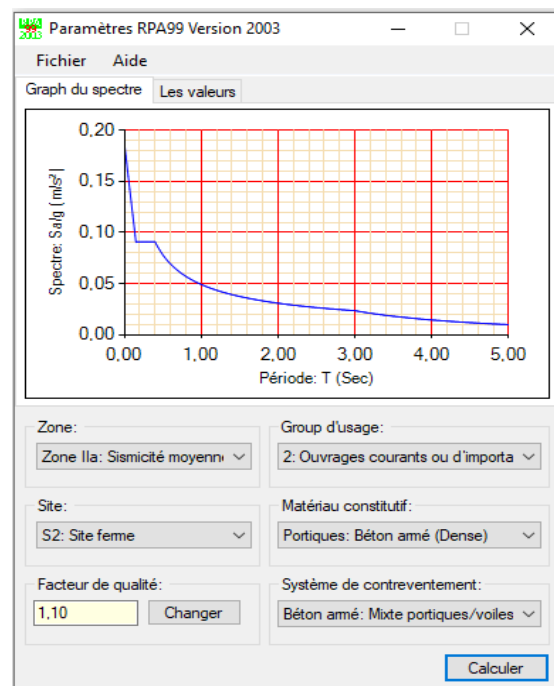


Figure 4.2. Spectre de réponse selon Y.

3.3.2. Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel ETABS version 2016, nous avons obtenus les résultats suivants :

- **Disposition des voiles de contreventement**

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi.

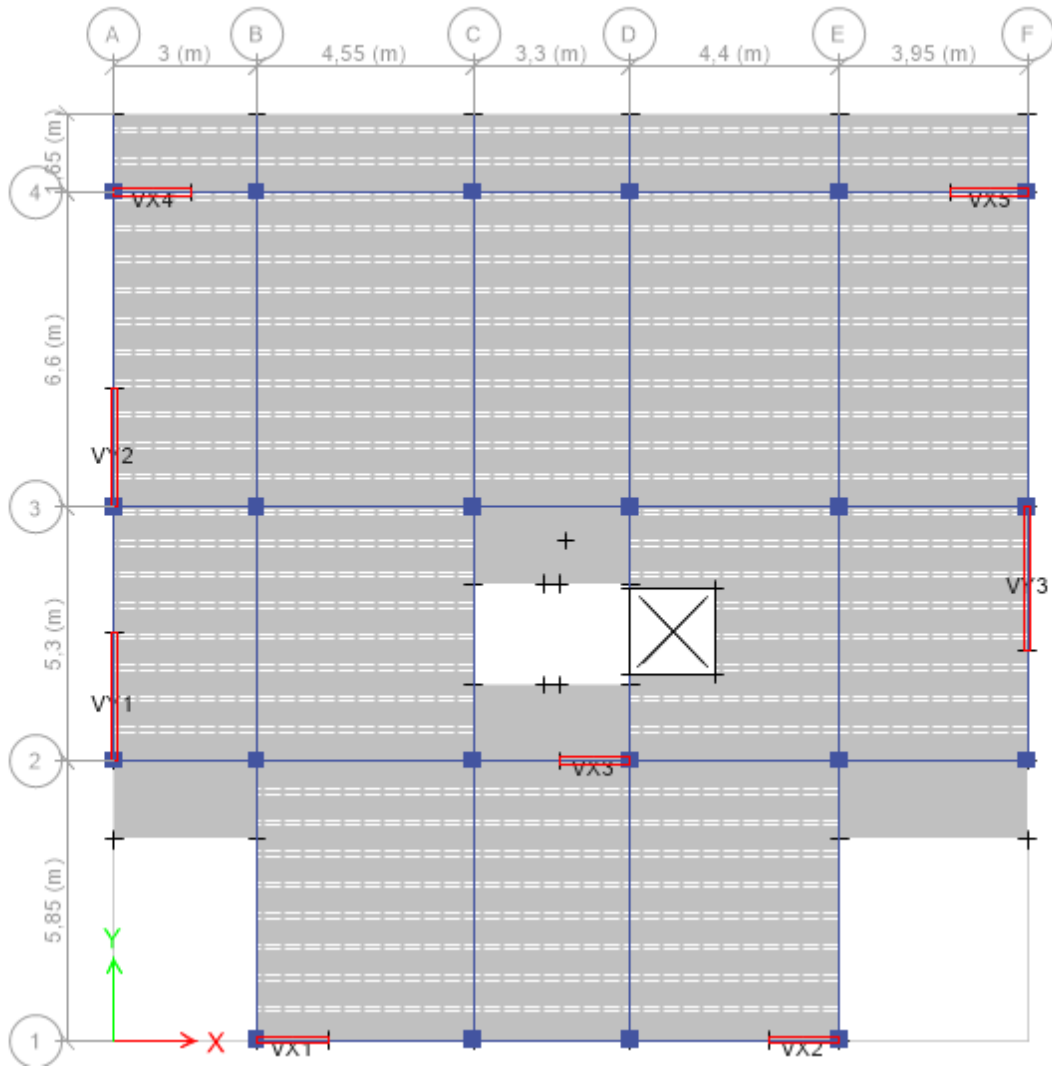


Figure 4.3. Disposition des voiles de contreventement.

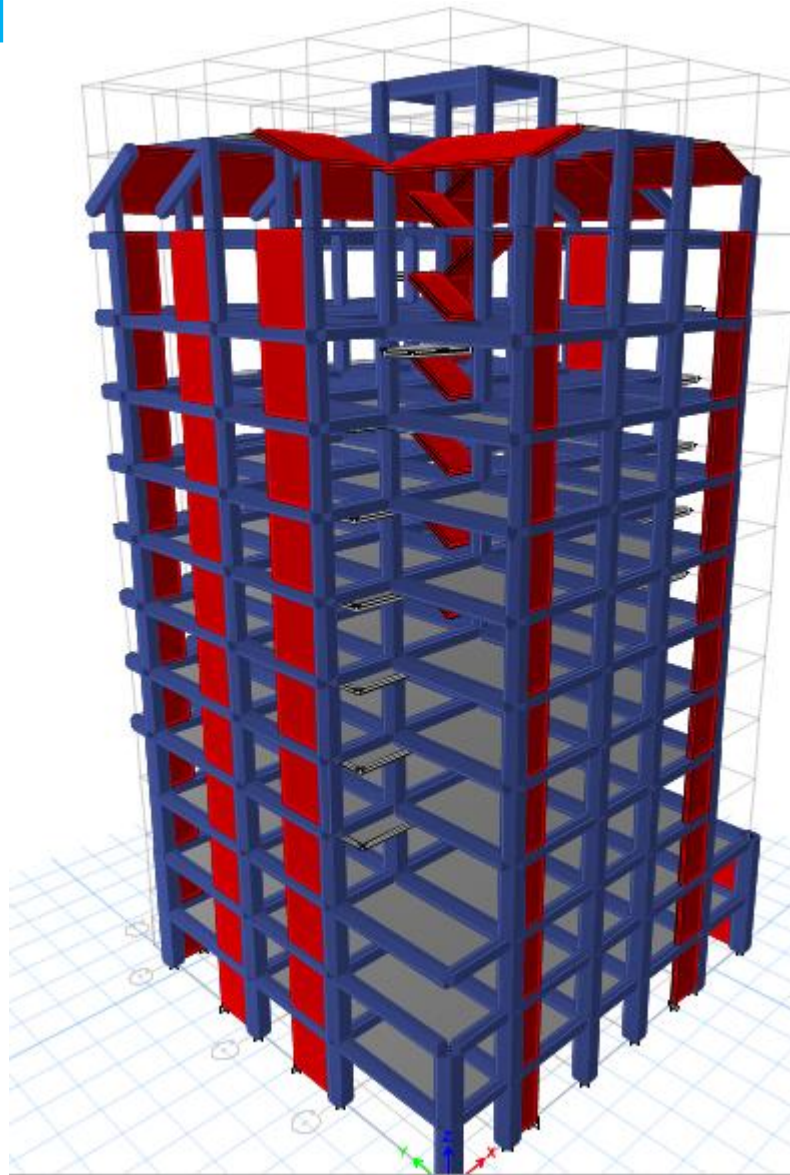


Figure4.4. Vue en 3D du model obtenue par le logiciel ETABS V2016.

- **Période de vibration et participation massique :**

Le coefficient de participation massique correspond à l'ième mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment. Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Périodes (s)	% de la masse modale		% Cumulé de la masse modale	
		UX	UY	UX	UY
1	1,026	0,6099	0,035	0,6099	0,035
2	0,92	0,026	0,6106	0,6358	0,6456
3	0,725	0	0,0003	0,6368	0,6459
,	0,314	0,118	0,0051	0,7538	0,651
5	0,272	0,0031	0,01235	0,7569	0,7745
6	0,212	0,0014	0,0003	0,7583	0,7748
7	0,159	0,0495	0,0021	0,8078	0,7769
8	0,14	0,0024	0,0427	0,8102	0,8196
9	0,11	0,018	0,052	0,8282	0,8248
10	0,105	0,0063	0,0027	0,8344	0,8275
11	0,104	0,0007	0,016	0,8351	0,8435
12	0,092	0,01	0,0006	0,8451	0,8441
13	0,087	0,0043	0,0116	0,8495	0,8557
14	0,075	0,0014	0,0008	0,8509	0,8565
15	0,073	0,0239	4,467E-05	0,8748	0,8565
16	0,068	0,003	0,0148	0,8778	0,8713
17	0,66	0,0012	0,0192	0,879	0,8905
18	0,57	0,0256	0,0046	0,9047	0,8951
19	0,52	0,0002	0,0037	0,9048	0,8988
20	0,48	0,0061	0,0308	0,9109	0,9296

Tableau 4.2. Périodes et taux de participation massique de la structure.

-Interpolation des résultats obtenus :

1. La participation massique atteint les 90% de la masse totale de bâtiment :
Selon l'axe X dans le 18 mode et selon Y dans le 20 mode.
2. Le comportement de la structure :
 - Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
 - Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
 - Le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe Z-Z.

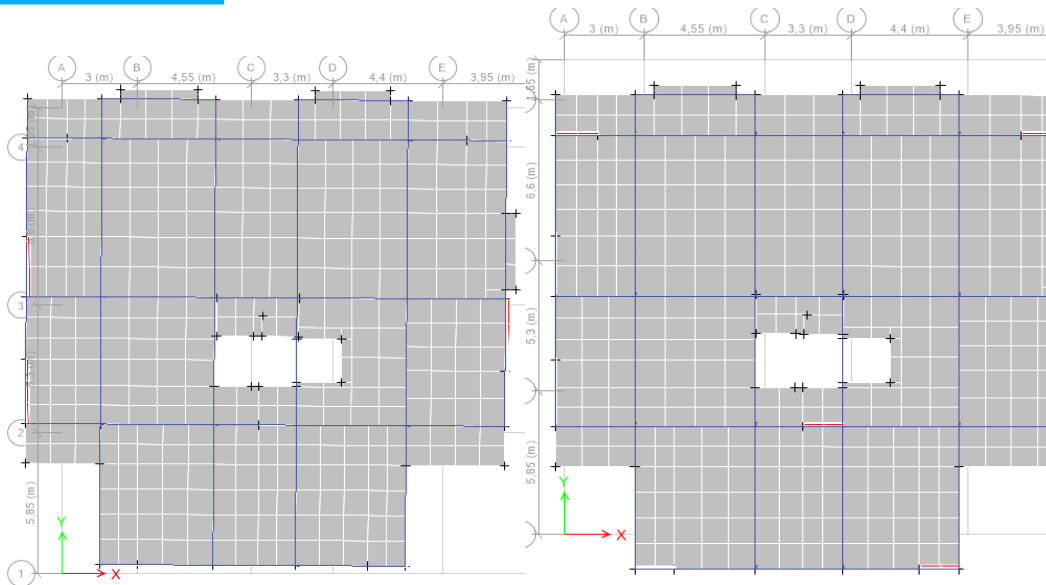


Figure 4.5. Mode 1.

Figure 4.6. Mode 2.

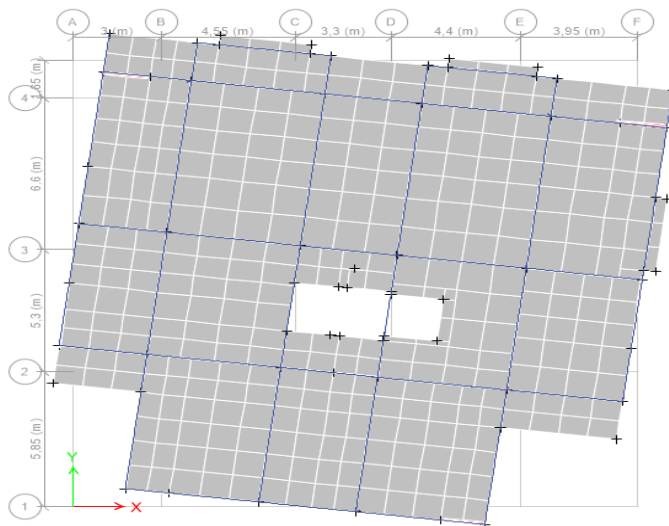


Figure 4.7. Mode 3.

5. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 :

5.1. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base :

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante $V_{dyn} \geq 0,8 V_{st}$.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Force sismique à la base	V _{dyn} (KN)	0,8 V _{st} (KN)	Observation
Suivant X-X	1399,76	1184,49	vérifiée
Suivant Y-Y	1290,83	1132,99	vérifiée

Tableau 4.3. Vérification des forces sismiques à la base.

→ Dans notre cas l'effort tranchant à la base est vérifié.

5.2. Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

a) Sous charges verticales

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.
- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charges verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E.SOL 1	27772,39	5920,89	82,42	17,58

Tableau 4.4. Vérification de l'interaction voiles portiques sous charges verticales à la base.

b) Sous charge horizontale

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.
- Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Niveau	Charges horizontales (KN)				(%) des charges horizontales			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
E.SOL 1	399,89	300,76	325,91	369,95	57,07	42,93	46,83	53,17
E.SOL 2	203,33	433,1	196,9	319,1	31,94	68,06	38,15	61,85
RDC	725,95	564,87	527,8	686,2	56,24	43,76	43,47	56,53
01	693,9	517,1	492,2	642,7	57,29	42,71	43,36	56,64
02	642,1	480,7	464,1	594,1	57,1	42,9	43,8	56,15
03	682,8	353,2	507,2	468,1	65,9	34,1	52	48
04	557,7	385,1	418,8	467,5	59,15	40,85	47,25	52,75

05	579,3	271,4	441,5	353,5	68,09	31,91	55,53	44,47
06	426,5	311,7	327,6	364,8	57,85	42,15	47,31	52,69
07	420,7	202,31	331,04	242,1	67,52	32,48	57,75	42,25
08	284,1	181,4	236,4	204,75	61,03	38,97	53,58	46,42
09	269,78	0	226,56	0	100	0	100	0

Tableau 4.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales :

Remarque :

On remarque que l'interaction est vérifiée pour tous les niveaux, donc le système de contreventement Voiles-Portiques avec interaction est justifié.

5.3. Vérifications vis-à-vis des déplacements de niveau :

→Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

-Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta_{k-1} ; \text{Avec : } \delta K = R \times \delta_{ek}$$

δK : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA99/2003 (Art4.43).

δek : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement dynamique (R=5).

→ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Niveau	hk(m)	Sens X-X (m)					Sens Y-Y (m)				
		(×10 ⁻³)					(×10 ⁻³)				
		δek	δk	δk-1	Δk	Δk/hk	δek	δk	δk-1	Δk	Δk/hk
E.SOL 1	2,89	0,253	1,265	0	1,265	0,43	0,218	1,09	0	1,09	0,37
E.SOL 2	2,89	0,798	3,99	1,265	2,725	0,94	0,667	3,335	1,09	2,245	0,77
RDC	2,89	2,235	11,175	3,99	7,185	2,48	1,753	8,765	3,335	5,43	1,88

01	2,89	4,156	20,78	11,175	9,605	3,32	3,169	15,845	8,765	7,08	2,45
02	2,89	6,485	32,425	20,78	11,645	4,03	4,822	24,11	15,845	8,265	2,86
03	2,89	8,849	44,245	32,425	11,82	4,09	6,553	32,765	24,11	8,655	2,99
04	2,89	11,259	56,295	44,245	12,05	4,17	8,311	41,555	32,765	8,79	3,04
05	2,89	13,504	67,52	56,295	11,225	3,88	10	50	41,555	8,445	2,92
06	2,89	15,672	78,36	67,52	10,84	3,75	11,623	58,115	50	8,115	2,81
07	2,89	17,576	87,88	78,36	9,52	3,29	13,144	65,72	58,115	7,605	2,63
08	2,89	19,336	96,68	87,88	8,8	3,04	14,552	72,76	65,72	7,04	2,43
09	2,89	20,238	101,19	96,68	4,51	1,56	15,291	76,455	72,76	3,695	1,28

Tableau 4.6. Vérifications des déplacements de niveaux.

→Le tableau ci-dessus montre clairement que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieure aux centième de la hauteur d'étage.

5.4. Justification vis-à-vis de l'effort (P-Δ) :

L'effet (P-Δ) (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \frac{\Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (art 5.9).}$$

Tel que :

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; Avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$
- V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».
- Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k : Hauteur de l'étage « k »

✓ Si $0.1 < \theta_k \leq 0.2$ l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée aux moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$.

✓ Si $\theta_k > 0.2$ la structure est potentiellement instable elle doit être redimensionnée.

→ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Hk (m)	Pk (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δk (m) ($\times 10^{-3}$)	Vk (KN)	θ_k	Δk	Vk (KN)	θ_k
E.SOL 1	2,89	36064,24	1,265	1399,7	0,012	1,09	1290,83	0,01
E.SOL 2	2,89	32413,51	2,725	1374,76	0,22	2,245	1269,79	0,02
RDC	2,89	28902,42	7,185	1342,34	0,05	5,43	1239,19	0,04
01	2,89	25974,09	9,605	1295,68	0,06	7,08	1196,63	0,05
02	2,89	22889,38	11,645	1223,04	0,07	8,265	1130,43	0,05
03	2,89	19922,13	11,82	1134,24	0,07	8,655	1050,18	0,05
04	2,89	16906,99	12,05	1036,19	0,06	8,79	960,42	0,05
05	2,89	14009,68	11,225	930,81	0,058	8,445	861,02	0,047
06	2,89	11064,47	10,84	810,24	0,05	8,115	751,01	0,04
07	2,89	8229,14	9,52	672,8	0,04	7,605	615,5	0,035
08	2,89	5345,91	8,8	496,01	0,03	7,04	456,8	0,028
09	2,89	2545,33	4,51	274,6	0,014	3,695	248,5	0,013

Tableau 4.7. Justification vis-à-vis de l'effet (P- Δ).

Remarque :

On voit bien que la condition $\theta \leq 0,1$ est largement respectée, ce qui signifie que l'effet (P- Δ) n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

5.5. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations du au séisme, la RPA99/2003 (art 7.1.3.3) exige de vérifier l'effort normal de compression.

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Nd}{Bc \times F_{cj}} \leq 0,30$$

Tel que :

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

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière.

$f_{cj} = 25\text{MPa}$: La résistance caractéristique du béton.

→ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	B_c (m ²)	N_d (KN)	Combinaisons	γ	Observation
E.SOL 1et 2	0,36	2688,35	G+Q+EXmin	0,298	Vérifiée
RDC + 01	0,3025	2231,9	G+Q+EXmin	0,295	Vérifiée
02 + 03	0,25	1731,7	G+Q+EXmin	0,277	Vérifiée
04 + 05	0,2025	1271,1	G+Q+EXmin	0,251	Vérifiée
06 + 07	0,16	838,3	G+Q+EYmin	0,209	Vérifiée
08 + 09	0,1225	441,3	G+Q+EYmin	0,144	Vérifiée

Tableau 4.8. Vérification de l'effort normal réduit.

5.6. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La condition d'équilibre sert à vérifier la stabilité d'ensemble de l'ouvrage, ce dernier est soumis aux effets de renversement.

→ Il faut vérifier la condition suivante : $M_{stabilisant} \geq M_{renversant}$

$$\text{Avec : } \begin{cases} M_{stabilisateur} = Mw/o = W \times b \\ M_{renversement} = MFi/o = \sum Vi \times di \end{cases}$$

→ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	W (KN)	B (m)	Mst (KN.m)	Mrev (KN.m)	Observation
X-X	36064,24	Yccm= 9,90	357035,9	32347,45	Vérifiée
Y-Y	36064,24	Xccm=9,39	338643,2	30030,9	Vérifiée

Tableau 4.9. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.

6. Conclusion :

Après avoir testé plusieurs dispositions des voiles de contreventement, nous avons pu réussir à respecter toutes les exigences du RPA99/2003, tout en préservant le design architectural du bâtiment, ce qui a été un défi considérable. Finalement, nous avons abouti à une configuration des voiles garantissant un bon comportement dynamique de la structure.

→Les dimensions finales des éléments structuraux sont détaillées dans le tableau suivant :

Niveau	E.SOL 1 E.SOL 2	RDC 1 ^{ère}	2 ^{ème} 3 ^{ème}	4 ^{ème} 5 ^{ème}	6 ^{ème} 7 ^{ème}	8 ^{ème} 9 ^{ème}
Poteaux (cm ²)	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35
Voiles (cm)	15					
P.P (cm ²)	45×30					
P.S (cm ²)	35×30					

Tableau 4.10. Les dimensions définitives des éléments structuraux.

Chapitre 5

Ferrailage des éléments structuraux



1. Introduction :

Une construction en béton armé reste résistante avant et après le séisme grâce à ses éléments structuraux (poteaux, poutre, et voiles).

Ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation, pour qu'ils puissent supporter et reprendre toute les sollicitations.

2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges verticaux à la base de la structure.

Leurs ferrailages se fait a la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables a l'ordre suivant :

- 1) $G + Q$
- 2) $1,35G + 1,5Q$
- 3) $0,8G + E$
- 4) $0,8G - E$
- 5) $G + Q + E$
- 6) $G + Q - E$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

- 1) $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}) \rightarrow A1$
 - 2) $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}) \rightarrow A2$
 - 3) $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}) \rightarrow A3$
- $\rightarrow A = \max (A1 ; A2 ; A3)$

❖ Recommandations et exigences du RPA99/2003 :

✓ Armatures longitudinales :

D'après le RP99/2003 (article 7.4.2)

- les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{\min} = 0,8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone recouvrement).
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est L_{\min} est 40ϕ .
- La distance ou espacement (st) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critiques).
- La zone nodale est définit par L' et h' .

- $h' = \max \left(\frac{he}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$

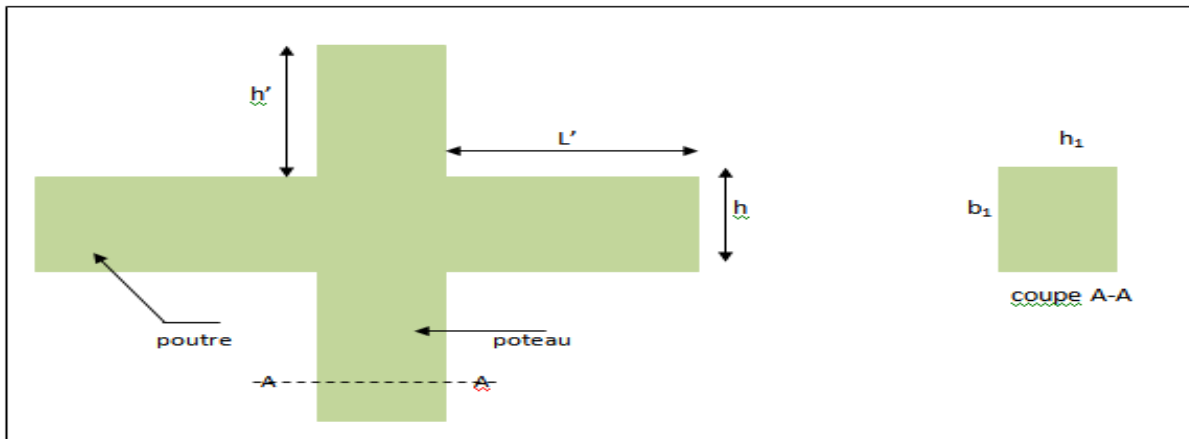


Figure5.1. Zone nodale.

Les sections des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont rapportées dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone Courante	Zone de recouvrement
Entre sol 1 et2	60 × 60	28,8	144	216
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	24,2	121	181,5
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×50	20	100	150
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	16,2	81	121,5
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×40	12,8	64	96
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35×35	9,8	49	73,5

Tableau 5.1.Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux.

✓ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculé es en utilisant la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \times v^{max}}{h_1 \times fe}$$

V_{max} : Effort tranchant maximal dans le poteau.

ρ : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda \leq 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Sachant que a et b: sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

Pour le calcul de A_t, il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

En zone nodale : $t \leq (10 \phi_l^{\min} ; 15 \text{ cm})$zone IIa

En zone courante : $t \leq 15 \phi_l^{\min}$ zone IIa

$$A_t = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,3\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0,8\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

2.1.Sollicitations de calcul :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel ETABS2016 qui a été utilisé dans la modélisation pendant le chapitre précédent, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants : [(-) → compression. (+) → traction] :

Niveaux	N ^{max} → M ^{corr}		M ^{max} → N ^{corr}		N ^{min} → M ^{corr}		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Entre sol 1 et 2	-3186,97	36,01	-81,26	-814,35	450,06	27,55	102,81
RDC et 1 ^{er} étage	-2636,10	14,14	-106,54	-1760,48	429,85	17,31	92,77
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	-2097,42	18,94	-107,07	-1052,60	126,09	5,20	76,34
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	-1575,15	19,21	-96,49	-646,18	23,07	4,32	69,66
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	-822,63	22,58	-83,63	-452,89	18,28	-4,2	60,82
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	-579,58	18,69	-114,22	-209,28	14,19	5,64	46,38

Tableau 5.2. Sollicitations dans les différents poteaux.

2.1.1.Calcul de ferrailage :

- **Ferrailage longitudinale :**

Exemple de calcul :

Le calcul du ferrailage se fera pour le plus sollicité de l'entre sol avec les sollicitations suivantes:

$$N_{\max} = -3186,97 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 36,01 \text{ KN.m} \rightarrow \text{ELU}$$

$$M_{\max} = -81,26 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = -814,35 \text{ KN} \rightarrow \text{ELU}$$

$$N_{\min} = 450,06 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 27,55 \text{ KN.m} \rightarrow 0,8G + E_y^{\max}$$

1) Calcul sous N^{max} et M^{corr} :

$$N = 3186,97 \text{ KN} ; M = 36,01 \text{ KN.m} \rightarrow e_g = \frac{M}{N} = 11,29 \times 10^{-3} \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m.}$$

→ Nu (compression) et C à l'intérieur.

$$M_{UA} = M_{UG} + Nu \times (d - \frac{h}{2}) = 893,49 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d-d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu} \rightarrow 827,47 \text{ KN.m} < 909,42 \text{ KN.m.}$$

→ **S.P.C**

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,322 \rightarrow \mu_{bu} = 0,322 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,5 ; \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,46.$$

$$A_1 = \frac{M_{UA}}{Z \times f_{st}} = 55,81 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{Nu}{f_{st}} = -9,15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{le béton seul suffit.}$$

2) Calcul M^{\max} et N^{corr} :

$$N = 814,35 \text{ KN} ; M = 81,26 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0,1 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ m}$$

$\rightarrow Nu$ (compression) et C à l'intérieur . $M_{ua} = 284,84 \text{ KN/M}$

$$N_u(d-d') - M_{UA} \leq (0,337h - 0,81d') b \times h \times f_{bu} \rightarrow 122,33 \text{ KN.m} < 1075,75 \text{ KN.m}$$

\rightarrow **S.P.C**

$$\mu_{bu} = 0,07 ; \quad \alpha = 0,09 ; \quad Z = 0,53 ; \quad A = -6,92 \text{ cm}^2$$

\rightarrow Le béton seul suffit.

3) Calcul N^{\min} et M^{corr} :

$$N = -450,06 \text{ KN} ; M = 27,55 \text{ KN.m} \rightarrow e_G = \frac{M}{N} = 0,061 \text{ m} < 0,3 \text{ m.}$$

Nu (traction) et C à l'intérieur \rightarrow **S.E.T.**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0,33 \text{ cm} \\ e_2 = (d - d') - e_1 = 0,24 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{c10}(d-d')} = 5,74 \text{ cm}^2 ; \quad A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{c10}(d-d')} = 8 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1; A_2) = 8 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de A_{\min} :**

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0,8\% (b \times h) = 28,8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = 18,9 \text{ cm}^2.$$

niveaux	section	Type de section	combinaison	A ^{cal} (cm ²)	A ^{min} (cm ²)	A ^{adopt} (cm ²)	Choix des barres
Entre sol 1 et 2	60 × 60	SET	ELA	8	28,8	32,17	16HA16
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	SET	ELA	7,18	24,2	32,17	16HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	50×50	SET	ELA	2,2	20	30,29	12HA16+4HA14
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	45×45	SPC	ELA	0,6	16,2	30,29	12HA16+4HA14
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	40×40	SPC	ELA	0,6	12,8	30,29	12HA16+4HA14
8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	35×35	SET	ELA	0,75	9,8	18,47	16HA14

Tableau 5.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.

- Ferrailage transversales :

	Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
Section	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
Ø _i ^{min} (cm)	1,4	1,4	1,2	1,2	1,2	1,2
L _f (cm)	202,3	202,3	202,3	202,3	202,3	202,3
λ _g	3,37	3,67	4,046	4,49	5,057	5,78
V (KN)	102,81	92,77	76,34	69,66	60,82	46,38
T _{Z.nodale} (cm)	12	12	12	12	12	12
T _{Z.reco} (cm)	18	18	18	18	18	18
ρ	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
A _t (cm ²)	2,66	1,9	2,07	2,09	1,39	0,92
A _t ^{min} (cm ²)	5,76	5,28	4,8	4,32	1,44	1,26
A _t ^{adopt} (cm ²)	6,28	6,28	6,28	6,28	3,02	3,02
Choix	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10

Tableau 5.4.Ferrailage transversales des poteaux.

2.1.2Vérifications nécessaires :

- Vérification au flambement :

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{Nu}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{fc28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s}\right)} \quad ; \quad \text{Avec : } Br = (b - 2) \times (h - 2)$$

Les résultats des vérifications de flambement pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section	Nu (KN)	i (cm)	λ	Br \geq Br ^{calc}		observation
				Br	Br ^{calc}	
60 × 60	3321	0,173	9,87	0,3364	0,142	vérifiée
55 × 55	2743,99	0,158	10,81	0,2809	0,1168	vérifiée
50 × 50	2199,1	0,144	11,86	0,2304	0,094	vérifiée
45 × 45	1662,65	0,1299	13,148	0,1849	0,071	vérifiée
40 × 40	1134,3	0,1153	14,81	0,1444	0,049	vérifiée
35 × 35	612,38	0,101	16,91	0,1089	0,026	vérifiée

Tableau 5.5. Vérification au flambement des différents poteaux.

→ Pas risque de flambement.

• Vérification des contraintes :

La vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement (FPN)

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

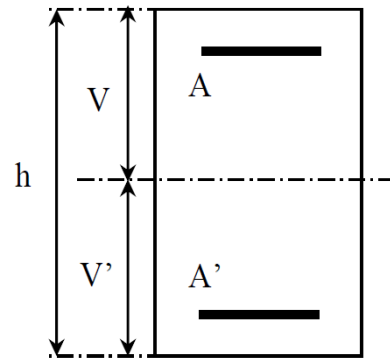
Avec :

$S = b \times h + 15 (A + A')$ → section homogène.

$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$.

$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser}(\frac{h}{2} - V)$ **Figure 5.2.** La section de poteau.

$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)}$ avec: $V' = h - V$



Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	2 entre sol	RDC et 1 ^{er} étage	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
Section (cm ²)	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
d (cm)	57	52	47	42	37	32
As (cm ²)	30,29	24,89	24,89	21,37	15,21	13,56
V (cm)	37,8	35,46	34,07	33,09	29,98	29,25

V' (cm)	22,2	19,54	15,93	11,91	10,02	5,75
I_{yy'} (cm²)	1466515,58	1056358,88	783998,83	594266,5	383937,29	295716,86
N_{ser} (KN)	2412,04	1993,4	1597,48	1207,85	824,22	445,38
M_{ser} (KN.m)	12,31	11,36	13,4	13,61	13,28	13,04
M_{serG}(KN.m)	200,45	170,02	158,29	141,52	95,54	65,37
σ_{bc1}(MPa)	11,87	12,29	13,27	13,84	11,53	4,93
σ_{bc2}(MPa)	9,37	9,73	9,6	8,8	6,56	3,89
σ̄_{bc}(MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau 5.6. Vérification des contraintes.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

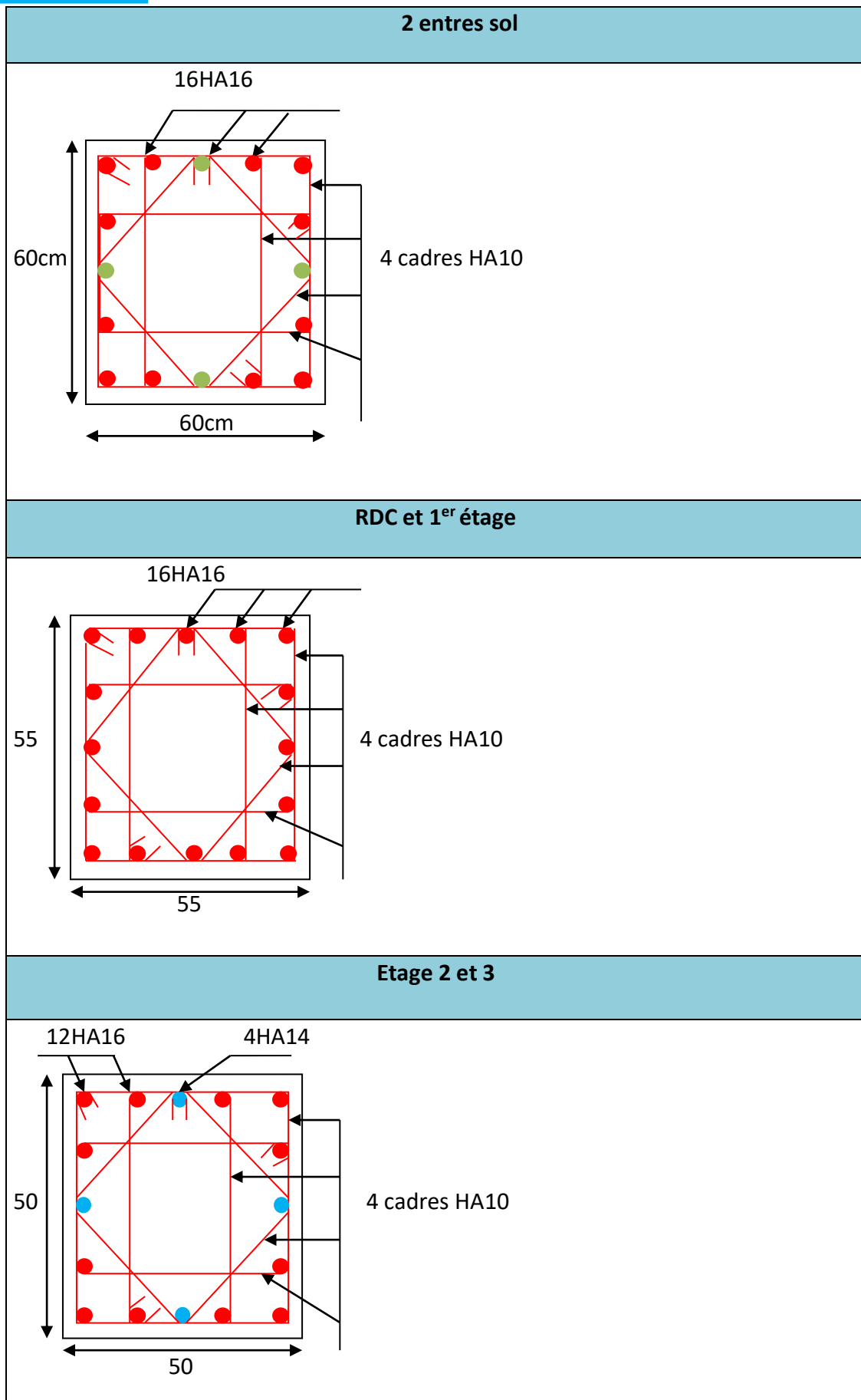
Selon le RPA 99 (Art 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	2 entre sol	RDC et 1 ^{er} étage	Etage 2 et 3	Etage 4 et 5	Etage 6 et 7	Etage 8 et 9
Section (cm²)	60 × 60	55 × 55	50 × 50	45 × 45	40 × 40	35 × 35
d (cm)	57	52	47	42	37	32
L_f (m)	1,708	1,708	1,708	1,708	1,708	1,708
λ_g	2,85	3,11	3,42	3,79	4,27	4,88
ρ_d	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04
Vu (KN)	94,85	62,19	61,59	55,68	49,52	34,62
τ_{bu} (MPa)	0,263	0,205	0,245	0,275	0,309	0,282
τ_{adm}(MPa)	1	1	1	1	1	1
observation	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Tableau 5.7. Vérification des sollicitations tangente dans les poteaux.



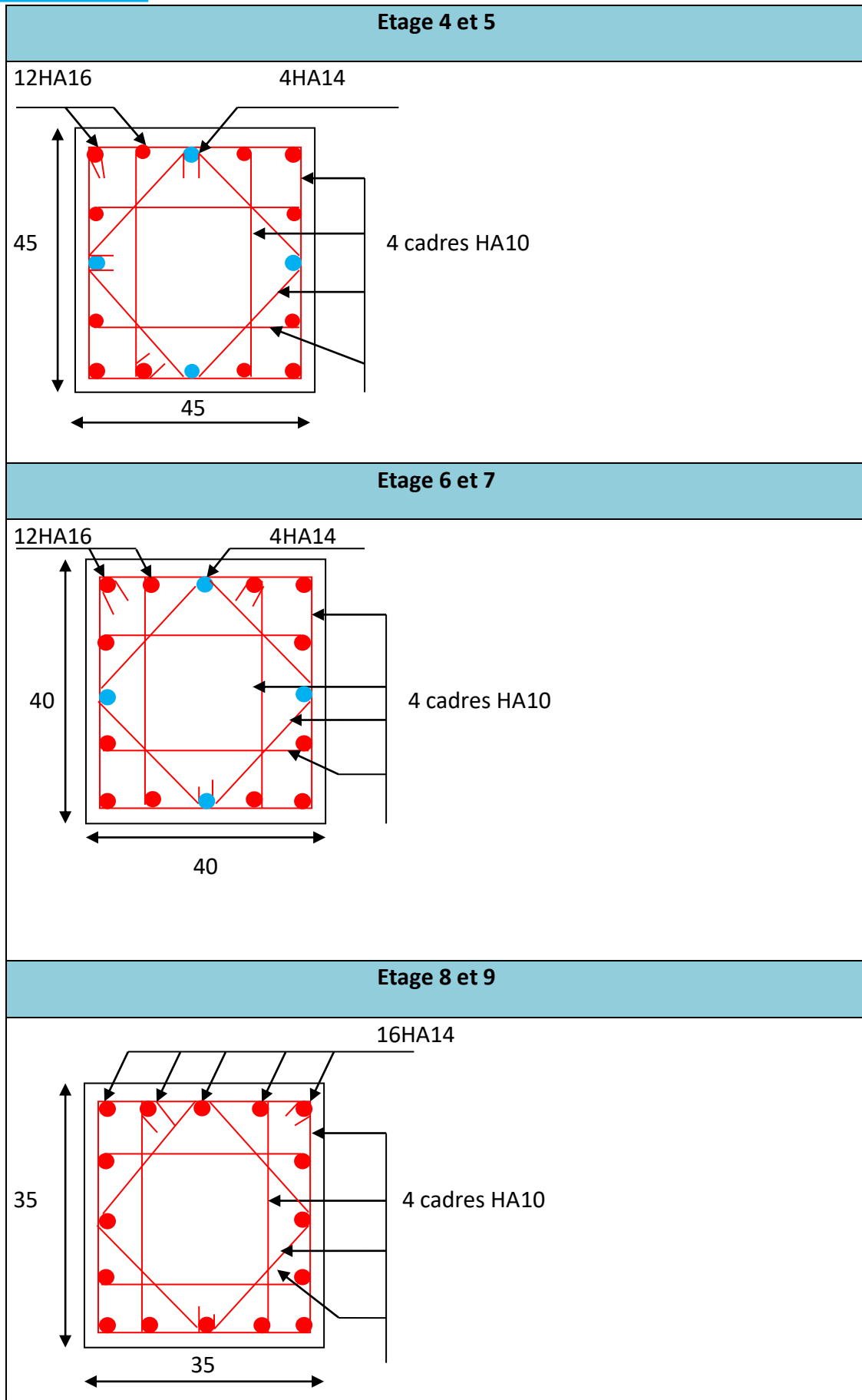


Tableau 5.8. Schéma de ferrailage des poteaux des différents niveaux.

3. Etude des poutres :

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des sollicitations les plus défavorables (Moment fléchissant et effort tranchant), résultant des combinaisons suivantes :

$$1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU$$

$$G + Q \dots\dots\dots ELS$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right\} \dots\dots\dots ELA$$

3.1. Recommandation :

- **Armatures longitudinales : RPA99/2003 (art 7.5.2.1)**

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0.5%** en toute section :

-Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

*En zone courante : **4%**

*En zone de recouvrement : **6%**

→ En zone courante :

*Poutres principales : $A_{max} = 0.04 \times 45 \times 30 = 54cm^2$

*Poutres secondaire : $A_{max} = 0.04 \times 35 \times 30 = 42cm^2$

→ En zone de recouvrement :

*Poutres principales : $A_{min} = 0.06 \times 45 \times 30 = 81cm^2$

*Poutres secondaire : $A_{min} = 0.06 \times 35 \times 30 = 63cm^2$

-La longueur minimale de recouvrement est de : **40Φ** en zone IIa.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

-On doit avoir un espacement maximum de **10cm** entre deux cadres et un minimum de **trois** cadres par nœud.

- **Armatures transversale : RPA99/2003 (art 7.5.2.2)**

-La quantité d'armatures transversales minimales est données par : $A_t = 0,3\% \cdot St \cdot h$

Avec : St : L'espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit : $St \leq \min (h/4 ; 12\phi_L)$ En zone nodale.

$$St \leq h/2 \quad \text{En dehors de la zone nodale.}$$

-La valeur de diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimés, c'est le diamètre le petit des aciers comprimés.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

3.2. Sollicitations et ferrailage des poutres :

*On prend comme un exemple de calcul la poutre principale (45*30)cm² avec les sollicitations MAX suivantes (Elles sont tirées directement du logiciel ETABS V16) :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{\max} = 86,91 \text{KN.m (ELU).} \\ M_a^{\max} = -129,01 \text{KN.m (G+Q+Eymin).} \\ V_{\max} = 124,41 \text{KN (ELU).} \end{array} \right.$$

- **Armatures en appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{129,01 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,3 \times 0,42^2} = 0,13 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A. } \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\text{Avec : } A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1 = 400 \text{Mpa} ; f_{bu} = 18,48 \text{Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,130}) = 0,17.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,39 \text{m}.$$

$$A_t = \frac{129,01 \times 10^{-3}}{0,39 \times 400} = 8,25 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{86,91 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,3 \times 0,42^2} = 0,115 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A (A'=0).}$$

$$\text{Avec : } A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,115}) = 0,153.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,394 \text{m.}$$

$$At = \frac{86,91 \times 10^{-3}}{0,394 \times 348} = 6,33 \text{ cm}^2$$

-Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

• **Choix des barres :**

En travée : 3HA12+2HA14= 6,47cm²

En appui : 3HA14+3HA16= 10,65cm²

→Le tableau suivant présent le ferrailage des poutres principales et secondaires :

Poutre	position	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Aadop (cm ²)	Amin RPA	Choix des barres
Principale	Travée	86,91	6,33	6,47	6,75	3HA12+2HA14
	Appui	-129,01	8,25	8,29	6,75	2HA12+3HA16
Secondaire	Travée	46,92	4,5	6,03	5,25	3HA16
	Appui	-91,31	7,36	8,04	5,25	4HA16

Tableau 5.9. Ferrailage des poutres secondaires.

➤ **Armatures transversales :**

-Calcul ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min (\phi_{Lmin}, h/35, b/10)$$

-Poutre principale : $\phi_t \leq \min (16 ; 12,85 ; 8,57) \text{ mm.}$

-Poutre secondaire : $\phi_t \leq \min (16 ; 10 ; 8,57) \text{ mm.}$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$ et $At = 4\phi^2 = 2,01\text{cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

-Calcul des espacements :

D’après le RPA99/2003 (art 7.5.2.2) :

-En zone nodale :

→Poutre principale : $St = 10\text{cm.}$

→Poutre secondaire : $St = 8\text{cm.}$

-En zone courantes :

→Poutre principale : $St = 20\text{cm}$.

→Poutre secondaire : $St = 15\text{cm}$.

-Vérification des sections d'armatures transversale minimales :

On a : $A_{min} = 0,3\% \times St \times b = 1,8\text{cm}^2 < 2,01\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles :**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{Vu}{b \times d} \leq \tau_{bu}' = \min(0,2 \times F_{c28} / \gamma_b ; 5\text{Mpa})$$

→Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	Vmax (KN)	τ_{bu} (Mpa)	τ_{bu}' (Mpa)	combinaisons	Observation
Principales	124,41	0,98	3,33	G+Q+Eymax	Vérifiée
Secondaires	99,65	1,04	3,33	0,8G+Exmax	Vérifiée

Tableau 5.10. Vérification des contraintes tangentielles.

➤ **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis le cisaillement :**

→Pour les appuis de rives : $Al \geq A_l^{rive} = V_{max} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$; $\gamma_s = 400\text{Mpa}$

→Pour les appuis intermédiaires : $Al \geq A_l^{inter} = (V_{max} - \frac{M}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$.

Poutres	Vmax (kn)	M (KN.m)	Al (cm ²)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter}	Observation
Principales	124,41	141,32	8,29	2,43	-6,02	Vérifiée
Secondaires	99,65	89,10	8,04	1,92	-5,8	Vérifiée

Tableau 5.11. Vérification au cisaillement.

➤ **Vérification à L'ELS :**

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- ✓ Vérification de l'état limite de compression du béton.
- ✓ Vérification de l'état limite de déformation (évaluation de la flèche).

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \gamma \leq \sigma_{bc}' = 0,6 \times f_{c28}.$$

Poutres	Position	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contraintes(Mpa)		Observation
						σbc	σbc'	
Principales	Travée	62,99	6,47	13,56	103430	7,80	15	Vérifiée
	Appui	-102,39	8,29	15,53	133200,7	11,93	15	Vérifiée
secondaires	Travée	34,07	6,03	11,2	53181,57	7,42	15	Vérifiée
	Appui	-54,25	8,04	12,5	65389,4	9,41	15	Vérifiée

Tableau 5.12. Vérification de l'état limite de compression du béton.

- **Vérification de la flèche :**

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

1) $h \geq hf = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10M0}\right) \times l$

2) $A \leq Af = \frac{4,2 \times b \times d}{fe}$

3) $L \leq 8m$

→Poutres principales : $h = 45cm > hf = 41,25cm$.

$$A = 6,47 < Af = 13,23cm^2.$$

$L_{max} = 6,6m < 8m$.

→Poutre secondaire : $h = 35cm > hf = 28,43cm$.

$$A = 6,03cm^2 < Af = 10,08cm^2.$$

$L_{max} = 4,55m < 8m$.

→Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres principales	
Travée	Appui
Poutres secondaires	
Appui	Travée

Tableau 5.13. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

4. Vérification de la zone nodale :

Le RPA99/2003 exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_N| + |M_s| \geq 1,25 \times (|M_w| + |M_E|)$$

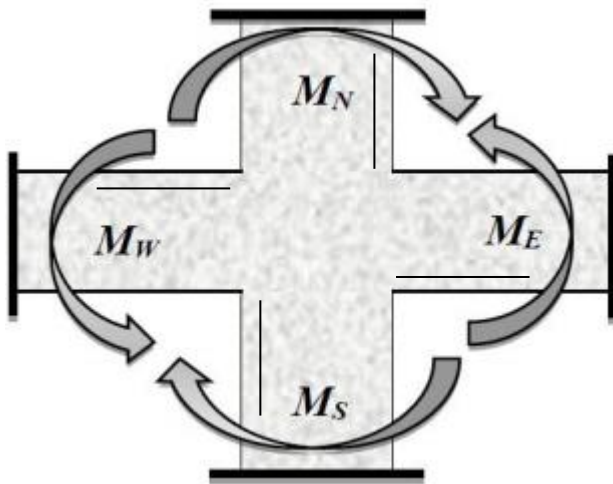


Figure 5.3. Répartition des moments dans la zone nodale.

- Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend des paramètres suivants :

- ✓ Dimensions de la section du béton.
- ✓ Quantité d'armatures dans la section.
- ✓ Contrainte limite élastique des aciers.

$$\rightarrow M_R = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{Avec : } z = 0,9h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Niveaux	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (Mpa)	M_R (KN.m)
E.SOL 1 et 2	0,6	0,54	10,05	400	217,08
RDC et 1	0,55	0,495	10,05	400	199
2 et 3	0,5	0,45	9,58	400	172,4
4 et 5	0,45	0,405	9,58	400	155,1
6 et 7	0,4	0,36	9,58	400	144
8 et 9	0,35	0,315	7,7	400	97

Tableau 5.14. Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Position	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (Mpa)	M_R (KN.m)
Tous les étages	Appui	0,45	0,405	8,29	400	134,2
Tous les étages	Travée	0,45	0,405	6,47	400	104,8

Tableau 5.15. Moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	Position	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σ_s (Mpa)	M _R (KN.m)
Tous les étages	Appui	0,35	0,315	8,04	400	101,3
Tous les étages	Travée	0,35	0,315	6,03	400	75,7

Tableau 5.16. Moments résistants dans les poutres secondaires.

→Les résultats de la vérification des zones nodales synthétisés dans les tableaux ci-dessous :

Niveaux	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1,25(M _W +M _E)	Observation
E.SOL1	217,08	217,08	434,16	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
E.SOL2	199	217,08	416,08	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
RDC	199	217,08	416,08	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
1	172,4	199	371,4	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
2	172,4	199	371,4	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
3	155,1	172,4	327,5	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
4	155,1	172,4	327,5	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
5	155,1	155,1	310,2	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
6	144	155,1	299,1	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
7	97	144	241	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
8	97	144	241	101,3	75,7	221,25	Vérifiée
9	0	97	97	101,3	75,7	221,25	N.vérifiée

Tableau 5.17. Vérification de la zone nodale dans les poutres secondaires

Niveaux	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1,25(M _W +M _E)	Observation
E.SOL1	217,08	217,08	434,16	134,2	104,8	298,7	Vérifiée
E.SOL2	199	217,08	416,08	134,2	104,8	298,7	Vérifiée
RDC	199	217,08	416,08	134,2	104,8	298,7	Vérifiée
1	172,4	199	371,4	134,2	104,8	298,7	Vérifiée
2	172,4	199	371,4	134,2	104,8	298,7	Vérifiée
3	155,1	172,4	327,5	134,2	104,8	298,7	Vérifiée
4	155,1	172,4	327,5	134,2	104,8	298,7	Vérifiée
5	155,1	155,1	310,2	134,2	104,8	298,7	Vérifiée
6	144	155,1	299,1	134,2	104,8	298,7	Vérifiée
7	97	144	241	134,2	104,8	298,7	N.vérifiée

8	97	144	241	134,2	104,8	298,7	N.vérifiée
9	0	97	97	134,2	104,8	298,7	N.vérifiée

Tableau 5.18. Vérification de la zone nodale dans les poutres principales.

Remarque : On remarque que l'observation n'est pas vérifiée dans les deux derniers niveaux, mais selon RPA 99/2003 (Art.7.6.2) les deux derniers niveaux on peut les tolérer.

5. Etude des voiles :

5.1. Introduction :

Les voiles sont essentiels pour assurer la stabilité et la résistance des bâtiments face aux forces sismiques, leurs efficacités dépend non seulement de leur conception et de leur placement, mais aussi de la qualité des matériaux utilisés et de la mise en œuvre sur le chantier, pour cela il faut suivre les recommandations du RPA et de réaliser des contrôles de qualité rigoureux pour assurer la performance sismique des structures en béton armé.

Un voile travaille comme une console encastré à la base, sollicité à la flexion composée avec l'effort tranchant. On distingue 2 types de voiles qui ont un comportement différents :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Voiles élancés : } h/l \geq 1,5. \\ \text{Voiles courts : } h/l < 1,5. \end{array} \right.$$

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

$$-1,35G+1,5Q .$$

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

$$-0,8G\pm E.$$

5.2. Recommandation du RPA99/2003 :

- **Armatures verticale :**

Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles, sont destinés à reprendre les efforts de flexion, elles doivent respecter :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que : $A_{min} = 0,20\% (L_t \times e)$.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets sur la partie supérieure.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres

horizontaux dont l'espacement : $St < e$.

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de sa largeur.

- **Armatures horizontale :**

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieure des armatures verticales.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces de refends, leurs rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression, leurs nombre doit être égale au minimum à 4 barres/m².

- **Règles communes (RPA99/2003 Art.7.7.4.3) :**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit : -Globalement dans la section du voile 0,15%.

-En zone courante 0,10%.

- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré pas dépassé 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Longueurs de recouvrement :
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
 - 40ϕ : Pour les barres situés dans les zones ou le renversement de signe des efforts est possible.
 - Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1,4 \times Vu.$$
 - Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

5.3. Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS V16, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	N ^{max} → M ^{corr}		N ^{min} → M ^{corr}		M ^{max} → N ^{corr}	
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
	ELU	ELU	ELA	ELA	ELA	ELA
E.SOL 1 et 2	-1755,54	-102,04	-96,18	99,01	-724,76	-185,56

Tableau 5.19. Les sollicitations max dans les voiles (VX1 et VX2 et VX3).

5.4. Ferrailage des voiles :

- Le calcul de ferrailage se fera sous N^{min} et M^{corr}, à la flexion composée pour une section (e×L) : (La combinaison la plus défavorable).
-La section trouvée sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du RPA99 et le ferrailage choisis est le plus défavorable entre les deux sections.

Données : N = 96,18 KN ; M = 99,01KN.m ; L = 1,5m ; d' = 0,05m ; d = 1,45m ; e = 0,15.

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } S = L \times e = 0,225\text{m}^2 ; i = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,15 \times 1,5^3}{12} = 0,042\text{m}^4.$$

$$\text{d'où : } \sigma^{\max} = \frac{96,18 \times 10^{-3}}{0,225} + \frac{99,01 \times 10^{-3}}{0,042} \times \frac{1,5}{2} = 2,19\text{Mpa} > 0$$

$$\sigma^{\min} = \frac{96,18 \times 10^{-3}}{0,225} - \frac{99,01 \times 10^{-3}}{0,042} \times \frac{1,5}{2} = -1,34\text{Mpa} < 0$$

Donc La section est partiellement comprimée (SPC).

$$M_{ua} = M_{ug} + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = 99,01 + 96,18 \left(1,45 - \frac{1,5}{2}\right) = 166,33\text{KN.m.}$$

$$N_u (d - d') - M_{ua} = 96,18(1,45 - 0,05) - 166,33 = -31,67 \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337h - 0,81d')b.h.f_{bu} = (0,337 \times 1,5 - 0,81 \times 0,05) \times 0,15 \times 1,5 \times 18,48 = 1933,4 \dots \dots \dots (2)$$

(1) < (2) → Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{166,33 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,15 \times 1,45^2} = 0,028 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A (A'=0)}$$

$$\text{Avec : } A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1 = 400\text{Mpa} ; f_{bu} = 18,48\text{Mpa.}$$

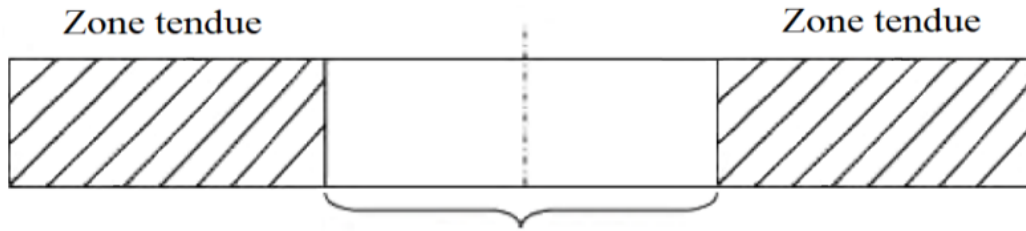
$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,028}) = 0,035 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,43\text{m}$$

$$A_1 = \frac{166,33 \times 10^{-3}}{1,43 \times 400} = 2,90\text{cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 0,6\text{cm}^2.$$

- Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :



Zone comprimée

Figure 5.4. Zone comprimée et tendue dans un voile.

$$\text{On a : } L_t = \frac{\sigma^- \times L}{\sigma^+ + \sigma^-} ; L_c = L - 2L_t.$$

Avec : L_t : Longueur de la zone tendue.

L_c : Longueur de la zone comprimée.

$$\text{Dans notre cas : } L_t = \frac{1,34 \times 1,5}{2,19 + 1,34} = 0,57 \text{ m. } L_c = 1,5 - 2 \times 0,57 = 0,36 \text{ m.}$$

- Armatures minimales en zone tendue:

$$\text{On a : } A_{min}^{zt} = 0,2\% (e \times l_t) = 0,2\% (0,15 \times 0,57) = 1,71 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimales en zone comprimée:

$$\text{On a : } A_{min}^{zc} = 0,1\% (e \times l_c) = 0,1\% (0,15 \times 0,36) = 0,54 \text{ cm}^2$$

- Armatures minimale dans tout le voile :

$$A_{min} = 0,15\% (e \times L) = 0,15\% (0,15 \times 1,5) = 3,3 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec A_{min} (RPA) = 3,3 cm².

-Espacement des barres verticales :

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm.} \rightarrow S_t' = 10 \text{ cm.}$$

→ Le choix des barres : 9HA8 = 4,52 cm².

- Armatures horizontales :

$$\text{On a : } V = -125,8 \text{ KN.}$$

RPA exige de le majorée de 40%.

$$\rightarrow V_u = 1,4V = 1,4 \times 125,8 = 176,12 \text{ KN.}$$

$$A_h = \frac{\tau \times e \times st}{0,8 \times F_e}$$

$$\text{Avec : } \tau = \frac{Vu}{e \times d} = \frac{176,12 \times 10^{-3}}{0,15 \times 1,45} = 0,81 \text{ Mpa.}$$

-E spacements des barres horizontales :

$$St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}) \rightarrow St \leq 22,5\text{cm}$$

Soit : $St = 20\text{cm}$.

$$D'où : A_h = \frac{0,81 \times 0,15 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 0,75\text{cm}^2.$$

$$A_{h_{min}} = 0,15\% (e \times t) = 0,45\text{cm}^2.$$

→ Donc on ferraille avec $A_{h_{calc}} = 0,75\text{cm}^2$.

*Les tableaux suivants résument les résultats de ferrailage des armatures des différents voiles.

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N(KN)	96,15	187,05	128,2	53,37	3,85
M(KN.m)	99,01	101,28	82,46	68,86	50,82
V(KN)	-125,8	-125,41	-112,02	-83,83	-77,99
τ (MPa)	0,81	0,8	0,8	0,54	0,5
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ^{\max} (MPa)	2,19	2,63	2,16	1,46	0,92
σ^{\min} (MPa)	-1,34	-0,97	-0,88	-0,99	-0,89
Setion	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
A_{cal} (cm ²)	0,6	1,74	4	1,84	0,92
A_{min} (cm ²)	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
L (m)	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
L_t (m)	0,57	0,57	0,4	0,6	0,75
L_c (m)	0,36	0,36	0,7	0,3	0
St (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,71	1,71	1,2	1,81	2,21
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,54	0,54	1,05	0,44	0
$A_{s/face}^{\text{adopt}}$ (cm ²)	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8
A_h^{cal} (cm ²)	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_{h/face}^{\text{adopt}}$ (cm ²)	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01

Tableau 5.20. Sollicitation et ferrailage des voiles Vx1 et Vx2 et Vx3.

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
N(KN)	115,05	59,71	245,26	185,83	78,81
M(KN.m)	28,97	385,23	124,06	93,23	57,11
V(KN)	136,97	-192,49	-140,47	-124,3	-110,09
τ (MPa)	0,82	1,16	0,85	0,75	0,68
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ^{\max} (MPa)	1,92	6,27	2,96	2,23	1,22
σ^{\min} (MPa)	-1,68	-5,77	0,92	-0,68	-0,56
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
A_{cal} (cm ²)	1,87	5,83	0	3,36	1,69
A_{min} (cm ²)	3,6	3,6	3,6	3,6	3,6
L (m)	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
L_t (m)	0,75	0,8	0,37	0,35	0,5
L_c (m)	0,1	0	0,86	0,9	0,6
St (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,24	2,4	1,11	1,05	1,5
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,16	0	1,89	1,28	0,88
$A_{s/face}^{adpt}$ (cm ²)	10HA8= 5,23	10HA10= 7,85	10HA8= 5,23	10HA8= 5,23	10HA8= 5,23
A_h^{cal} (cm ²)	0,7	1,08	0,79	0,7	0,57
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_{h/face}^{adpt}$ (cm ²)	2HA8=1,01	2HA10= 1,57	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01

Tableau 5.21. Sollicitation et ferrailage des voiles Vx4 et Vx5.

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	0,15×2,7	0,15×2,7	0,15×2,7	0,15×2,7	0,15×2,7
N(KN)	61,51	651,8	190,36	80,07	12,23
M(KN.m)	714,25	551	279,44	190,77	85,29
V(KN)	341,7	227,58	212,34	170,6	137,4
τ (MPa)	1,2	0,8	0,7	0,6	0,48
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ^{\max} (MPa)	4,07	4,63	2	1,24	0,5
σ^{\min} (MPa)	-3,77	-1,41	-1,06	-0,85	-0,44
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
A_{cal} (cm ²)	6,1	0	0,4	0,8	0,6
A_{min} (cm ²)	6,07	6,07	6,07	6,07	6,07
L_t (m)	1,29	0,7	0,9	1,1	1,26
L_c (m)	0,12	1,3	0,9	0,5	0,18
St (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{tendu} (cm ²)	3,87	2,1	2,7	3,3	3,78
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,18	1,95	1,35	0,75	0,27
$A_{s/face}^{adpt}$ (cm ²)	10HA10=7,85	10HA10=7,85	10HA10=7,85	10HA10=7,85	10HA10=7,85

A_h^{cal} (cm ²)	1,12	0,75	0,6	0,5	0,45
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_{h/face}^{adopt}$ (cm ²)	2HA10=1,57	2HA8 = 1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01

Tableau 5.22. Sollicitations et ferrailage des voiles Vy1 dans tous les niveaux

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	0,15×2,5	0,15×2,5	0,15×2,5	0,15×2,5	0,15×2,5
N(KN)	53,93	77,91	250	224,3	85,5
M(KN.m)	603,27	499,12	288,10	149,4	57,84
V(KN)	-277,3	-187,23	160,8	133,3	113,7
τ (MPa)	1,06	0,71	0,61	0,5	0,43
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ^{max} (MPa)	4,01	3,4	2,51	1,55	0,6
σ^{min} (MPa)	-3,72	-2,99	-1,18	-0,36	-0,14
Section	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
A_{cal} (cm ²)	5,46	3,41	0	0	0
A_{min} (cm ²)	5,62	5,62	5,62	5,62	5,62
L_t (m)	1,2	1,17	0,8	0,5	0,5
L_c (m)	0,1	0,16	0,9	1,5	1,5
St (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{tendu} (cm ²)	3,6	3,51	2,4	1,5	1,5
A_{min}^{comp} (cm ²)	0,15	0,24	1,35	2,25	2,25
$A_{s/face}^{adpt}$ (cm ²)	10HA10=7,85	8HA10 = 5,03	8HA10 = 5,03	8HA10 = 5,03	8HA10 = 5,03
A_h^{cal} (cm ²)	0,99	0,66	0,57	0,46	0,4
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_{h/face}^{adopt}$ (cm ²)	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01

Tableau 5.23 : Sollicitations et ferrailage des voiles Vy2 dans tous les niveaux.

Niveau	Entre sol 1 et 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	0,15 × 3	0,15 × 3	0,15 × 3	0,15 × 3	0,15 × 3
N(KN)	400	226	448,8	318,4	128,4
M(KN.m)	108,4	1282,8	235,8	283,9	220,3
V(KN)	-217,7	-318,6	273,9	-202,5	-148,4
τ (MPa)	0,7	1	0,8	0,6	0,47
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5
σ^{max} (MPa)	1,37	6,2	2,05	1,9	1,26
σ^{min} (MPa)	0,4	-5,2	-0,05	-0,55	-0,7
Section	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
A_{cal} (cm ²)	0	8,7	0	0	0,3
A_{min} (cm ²)	6,75	6,75	6,75	6,75	6,75
L_t (m)	0	1,37	0,1	0,7	1,07
L_c (m)	3	0,26	2,8	1,6	0,86

St (cm)	20	20	20	20	20
A_{min}^{tendu} (cm ²)	0	4,11	0,3	2,1	3,21
A_{min}^{comp} (cm ²)	4,5	0,4	4,2	2,4	1,29
$A_{s/face}^{adpt}$ (cm ²)	10HA10=7,85	12HA10=11,3	10HA10=7,85	10HA10=7,85	10HA10=7,85
A_h^{cal} (cm ²)	0,66	0,9	0,74	0,56	0,45
A_h^{min} (cm ²)	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_{h/face}^{adopt}$ (cm ²)	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01

Tableau 5.24. Sollicitations et ferrailage des voiles Vy3 dans tous les niveaux.

- Schéma de ferrailage :

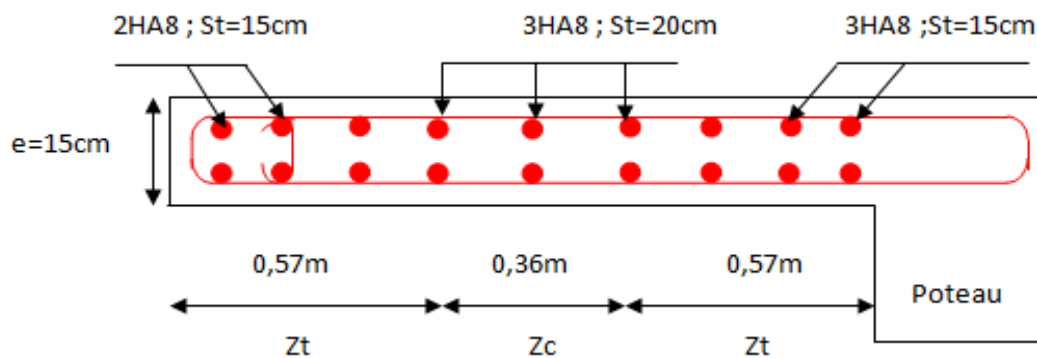


Figure 5.5. Schéma de ferrailage de voile Vx1 (entre sol).

Chapitre 6

Etude de l'infrastructure



1. Introduction :

Les fondations sont des éléments cruciaux d'une construction, assurant la transmission efficace des charges vers le sol. Leur stabilité est primordiale pour éviter tout tassement excessif. .

2. Combinaisons du calcul :

D'après le RPA99/2003 (Art 10.1.4.1) et DTR BC2.33, les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$.
- $0,8G \pm E$.
- $G + Q$.
- $1,35G + 1,5Q$.

3. Choix du type des fondations :

Il dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Le type d'ouvrage.
- La capacité portante du sol.
- La profondeur d'ancrage.
- La charge totale transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- Le rapport de sol nous a menés aux conclusions suivantes :
 - La contrainte admissible du sol est de 3bars.
 - L'ancrage sera à partir de 2m.
 - Mode de fondation est superficielle sur semelle filantes ou radier.

4. Vérifications de la semelle filante :

4.1. Semelle sous poteau :

Pour cette vérification, on va vérifier la semelle filante la plus sollicitée. Pour notre cas on va vérifier la semelle intermédiaire (File 3) : (Les résultats sont retirés à partir du logiciel ETABS V16) :

Files de portiques X-X	1	2	3	4
Sommes des efforts normaux à L'ELS (KN)	4331,7	8909,3	10192,06	4339,7

Tableau 6.1. La somme des efforts normaux à l'ELS.

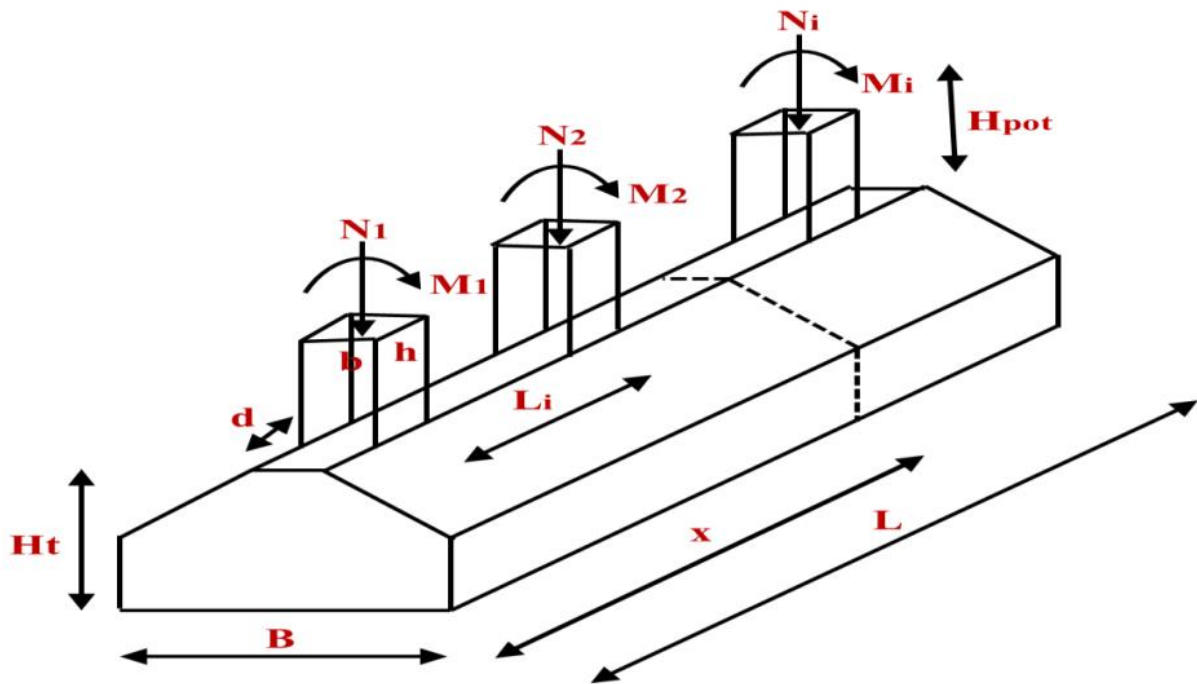


Figure 6.1. Semelle filante sous poteaux.

→ On va effectuer un calcul de d'une semelle filante sous un portique formé de 6 poteaux, avec un débord de 0,5m.

Donc : $L = 20,2\text{m}$; $N_s = 10425,1053\text{KN}$; $M_s = 22\text{kn.m}$.

→ Le moment est faible, il provoque une excentricité de 1mm. Donc on peut négliger l'effet du moment. (C'est plus défavorable).

On a : La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

$$\Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \text{ Avec : } N_i : \text{L'effort normal provenant du poteau } \ll i \gg$$

$$N_1 = 867,5183 \text{ KN}$$

$$N_4 = 2227,5952 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2000,791 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2186,6155 \text{ KN}$$

$$N_3 = 2315,75 \text{ KN}$$

$$N_6 = 593,7909 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^7 N_i = 10192,06 \text{ KN} \Rightarrow B \geq \frac{10192,06}{300 \times 20,2} \Rightarrow B \geq 1,68\text{m}$$

L'entraxe minimal entre deux portiques est de 3m, donc il n'y a pas un chevauchement entre les semelles, donc on opte pour des semelles filantes. (On prend $B = 1,9\text{m}$).

- **Calcul de la hauteur ht :**

La hauteur totale de la semelle (ht) est donnée par l'équation suivante : $ht = d + c$.

Avec : c : enrobage des armatures, $c=5\text{cm}$.

d : hauteur utile, elle doit vérifier la condition suivante : $d \geq \max\left(\frac{B-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right)$.

$(a \times b) = (60 \times 60) \text{ cm}^2 \rightarrow d \geq \frac{1,9-0,6}{4} \geq 0,325$, On prend $d = 0,4\text{m}$.

$ht = 0,4 + 0,05 = 0,45$

On opte pour : $ht = 0,45\text{m}$.

Remarque : Avec le choix de 'd', les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximale sont vérifiées.

- **Vérification de la rigidité flexionnelle de la semelle :**

$Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{Kz \times B}}$; Avec : Le : Longueur élastique.

Kz : Coefficient de raideur du sol. (DTR FONDATION).

Les données : $E = 32 \times 10^6 \text{Kpa}$; $B = 1,9\text{m}$; Pour un très bon sol $Kz = 12 \times 10^4 \text{KN/m}^3$;

$I = 0,257\text{m}^4$.

$\rightarrow Le = \sqrt[4]{\frac{4 \times 32 \times 10^6 \times 0,257}{12 \times 10^4 \times 1,9}} = 3,46\text{m}$.

$L_{\max} < \frac{\pi \times Le}{2} \rightarrow L_{\max} = 4,55\text{m} < \frac{\pi \times 3,46}{2} = 5,43\text{m} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

- **Vérification de la condition de portance en tenant compte les charges agissantes sur la semelle :**

$N_s = \sum_{i=1}^6 N_i + N_{(\text{avant le poteau})} + N_{(\text{semelle})}$.

$N_{(\text{avant le poteau})} = \gamma b \times S \times h \times n = 25 \times 0,6 \times 0,6 \times 1,55 \times 6 = 83,7\text{KN}$.

Avec : $h_{\text{avant le poteau}} = D - ht = 2 - 0,45 = 1,55\text{m}$

$N_{(\text{semelle})} = \gamma b \times S \times h = 25 \times 20,5 \times 1,9 \times 0,45 = 438,19\text{KN}$.

Avec : n : nombre de poteaux revenant à la semelle.

$N_s = 10192,06 + 83,7 + 438,19 = 10713,9\text{KN}$.

$N_u = 14014,28 + 83,7 + 438,19 = 14536,1\text{KN}$

$\rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}} \times L} \geq \frac{10713,9}{300 \times 20,2} \geq 1,77\text{m}$.

Donc $B = 1,9\text{m}$ est suffisante.

4.1.1 Ferrailage de la semelle :

- **Ferrailage transversal de la semelle :**

ELU: D'après ETABS V16, on a : $N_i = 14014,28 \text{KN (ELU)}$; $Nu' = \frac{Nu}{L} = \frac{14536,1}{20,2} = 719,6 \text{KN}$.

Avec : Nu : Effort ultime sollicitant de la semelle.

σ_{st} : Contrainte d'acier ; $\sigma_{st}' = f_e / \gamma_s = 348 \text{Mpa}$.

$$A_{\parallel B} \geq \frac{Nu' \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \geq \frac{719,6 \times (190-60) \times 10^2}{8 \times 40 \times 3480} = 8,4 \text{cm}^2/\text{ml}$$

ELS: $A_{\parallel B} \geq \frac{Ns' \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$. Avec : $-Ns' = \frac{Ns}{L} = \frac{10713,9}{20,2} = 530,4 \text{KN}$.

$-\sigma_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1,6 \cdot ftj} \right) = 201,63 \text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

$$\rightarrow A_{\parallel B} \geq \frac{Ns' \times (B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} \geq \frac{530,4 \times (190-60) \times 10^2}{8 \times 40 \times 2016,3} = 10,7 \text{cm}^2 > A_s \text{ calculé à l'ELU}$$

Au défaut de calcul, on majore A_s de 10% (Fissuration préjudiciable).

D'où : $A_s = 1,1 \times 10,7 = 11,77 \text{cm}^2/\text{ml}$

Choix des barres: 8HA14 = 12,31cm²/ml

- **Armatures de repartition:**

$$A_{\parallel L} = \frac{A_{\parallel B}}{3} = \frac{12,31}{3} = 4,10 \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{On prend } 6\text{HA}10 = 4,71 \text{cm}^2/\text{ml}$$

- ✓ **Ancrage des armatures :**

-Longueur de scellement : $L_s = \frac{\emptyset}{4} \frac{f_e}{0,6 \times ftj \times \psi_s^2}$; $\psi_s^2 = 1,5$ pour les aciers HA.

$\rightarrow L_s = \frac{0,014}{4} \frac{400}{0,6 \times 2,1 \times 1,5} = 0,74 \text{m} > \frac{B}{4} = 0,475 \text{m} \rightarrow$ Barres prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.

4.1.2 Dimensionnement de la poutre de rigidité :

- **Calcul de la hauteur de la poutre de rigidité :**

$$\frac{L}{9} \leq h_1 \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{4,55}{9} \leq h_1 \leq \frac{4,55}{6} \rightarrow 0,51 \leq h_1 \leq 0,76 \rightarrow \text{On prend } h_1 = 0,65 \text{m}$$

L : La plus grande distance entre deux poteaux dans la file considérée.

- **Calcul des sollicitations sur la poutre de rigidité :**

La poutre de rigidité calculée à la flexion simple est soumise à :

$$q_u = \frac{N u'}{L} = \frac{14536,1}{20,2} = 719,6 \text{ KN.}$$

$$q_s = \frac{N s'}{L} = \frac{10713,9}{20,2} = 530,4 \text{ KN.}$$

→ C'est une poutre continue renversée :

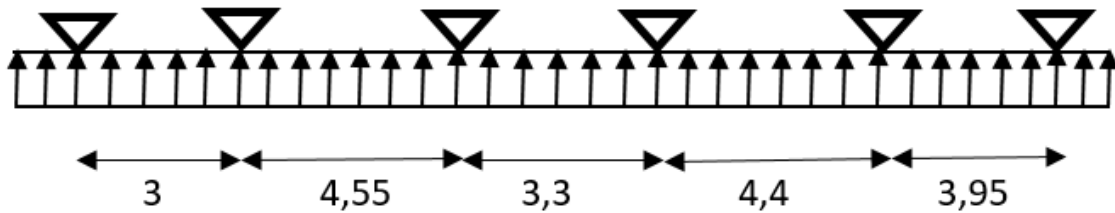


Figure 6.2. Schéma statique de la poutre de rigidité.

→ Les résultats des moments et des efforts tranchant maximaux sont (En utilisant la méthode de Caquot Minorée) :

A l'ELU : $M_a = -1191,75 \text{ KN.m}$; $M_t = 933,6 \text{ KN.m}$; $V_u = 1723 \text{ KN}$.

A l'ELS : $M_a = -879,1 \text{ KN.m}$; $M_t = 688,1 \text{ KN.m}$.

• Calcul de ferrailage à l'ELU :

Semelle	Moments (KN.m)	Acal (cm ²)	Aadop (cm ²)
Appui	-1191,71	76,1	8HA32+4HA25 83,98
Travée	933,6	54,75	5HA32+5HA25 64,75

Tableau 6.2. Ferrailage de la poutre de rigidité.

• Ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant :

On vérifie la condition suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_u' = \min(0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4) \text{ Mpa}$.

$$\rightarrow \tau_u = \frac{1723 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,6} = 4,8 \text{ Mpa} > \tau_u' = 3,26 \text{ Mpa}$$

On voit bien qu'il y'a une rupture par cisaillement, donc on augmente h_1 à 1m.

$$\rightarrow \tau_u = \frac{1723 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,95} = 3,02 \text{ Mpa} < \tau_u' = 3,26 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{C.Vérifiée.}$$

$$\frac{At}{b \times st} = \frac{\gamma_s \times (\tau_u - 0,3kft28)}{0,9 \times fe} = \frac{1,15 \times (30,4 - 0,3 \times 21)}{0,9 \times 4000} = 7,7 \times 10^{-3}$$

Pour $At = 7HA12 = 7,92\text{cm} \rightarrow St \leq \frac{7,92}{60 \times 7,35 \times 10^{-3}} \leq 17,9\text{cm}$.

- **Espacement maximale (CBA93) :**

$$\frac{At \times fe}{b \times st} \geq 4\text{bars} \rightarrow St \leq \frac{At \times fe}{b \times 4} \leq 132\text{cm} \rightarrow St = 15\text{cm}$$

- **Les armatures de peau : (AP) :**

D'après les prescriptions du CBA93, la section des armatures de peau est d'au moins 3cm^2 par mètre de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Dans notre cas : $h = 1\text{m}$, on a : $Ap = 3 \times 1 = 3\text{cm}^2$. On opte $2HA14 = 3,08\text{cm}^2/\text{Face}$.

→ Après le redimensionnement on obtient le ferrailage suivant : ($h=1\text{m}$)

Semelle	Moments (KN.m)	Acal (cm ²)	A'adop (cm ²)	Aadop (cm ²)
Appui	-1191,71	38,9	0	8HA25+1HA16 41,28
Travée	933,6	30,14	0	7HA25 34,36

Tableau 6.3. Ferrailage de la poutre de rigidité.

- **Vérifications des contraintes :**

Semelle		Mser (kn.m)	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_b \leq \sigma'_b$ (Mpa)	Condition	$\sigma_s \leq \sigma'_s$ (Mpa)	Condition
File 3	Travée	688,1	0,327	0,027	$8,39 < 15$	Vérifiée	$239,78 > 201,63$	N.Vérifiée
	Appui	-879,1	0,351	0,031	$10,08 < 15$	Vérifiée	$257,45 > 201,63$	N.Vérifiée

Tableau 6.4. Vérification de la semelle (3) à l'ELS.

Donc on recalcule à l'ELS : $As = \frac{Mser}{d \times (1 - \frac{\alpha}{3}) \sigma_{st}}$; $\alpha = \sqrt{90\beta} \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}$; $\beta = \frac{Mser}{b \times d^2 \sigma_{st}}$.

Semelle		Mser (kn.m)	As (cm ²)	Aadop (cm ²)	$\sigma_s \leq \sigma'_s$ (Mpa)	Condition
File 3	Travée	688,1	40,86	9HA25 44,18	189 < 201,63	Vérifiée
	Appui	-879,1	48	10HA25 49,09	194 < 201,63	Vérifiée

Tableau 6.5. Calcul de A à l'ELS.

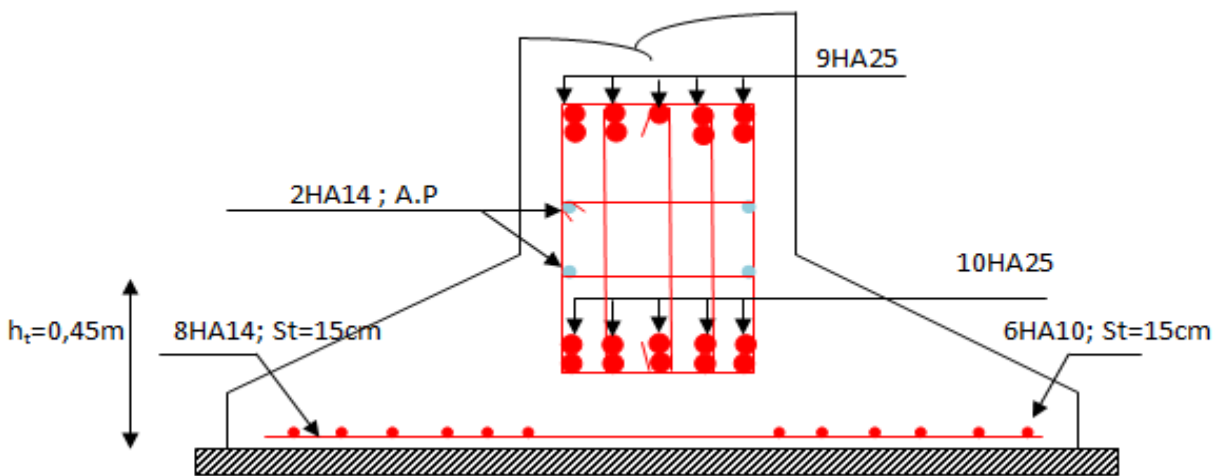


Figure 6.3. Schéma de ferrailage de la semelle filante.

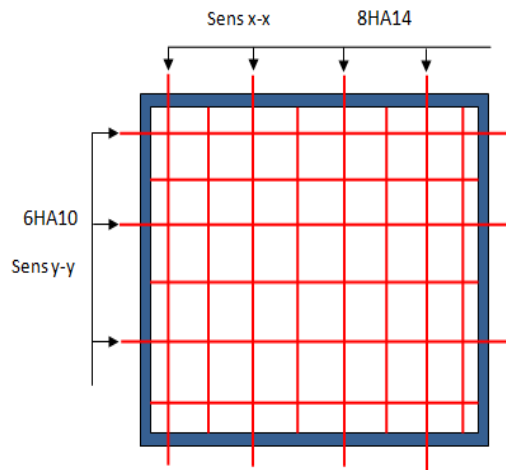


Figure 6.4. Vue sur plan de Ferrailage transversal de la semelle.

4.2. Semelle sous voile :

Tel que : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}'$

Avec : N : L'effort normal transmis à la base obtenue par logiciel ETABS V16.

S : Surface d'appui de la semelle ($S = B \times L$).

σ_{sol}' : Contrainte admissible du sol.

On a : $N_s = 969,7595 \text{ KN}$; $M_s = 44,80 \text{ KN.m}$. (ELS).

$N_u = 1326,59 \text{ KN}$; $M_u = 58,65 \text{ KN.m}$. (ELU).

→ Le moment est faible, il provoque une excentricité de 1mm. Donc on peut négliger l'effet du moment. (C'est plus défavorable).

On adoptera une semelle homothétique :

$$B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \rightarrow B \geq \frac{969,7595}{300 \times 2,8} \geq 1,15 \text{ m.}$$

→ On prend : $B = 1,3 \text{ m}$.

✓ **Condition de rigidité :**

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b \rightarrow \frac{130-15}{4} \leq d \leq 130-15 \rightarrow 28,75 \text{ cm} \leq d \leq 115 \text{ cm.}$$

→ On prend $d = 30 \text{ cm}$ et $h_t = d + c = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$.

Avec : d : la hauteur utile ; h_t : la hauteur totale de la semelle.

✓ **Vérification de la condition de portance en tenant compte du poids propre de la semelle :**

On calcule le poids propre G_0 de la semelle en la supposant rectangulaire (sans glacis) :

$$G_0 = \rho \times B \times h \times L = 25 \times 1,3 \times 0,35 \times 2,8 = 31,85 \text{ KN.}$$

$$N_s' = N_s + G_0 = 969,7595 + 31,85 = 1001,61 \text{ KN.}$$

$$N_u' = N_u + G_0 = 1326,59 + 31,85 = 1358,44 \text{ KN.}$$

$$\rightarrow B \geq \frac{1001,61}{300 \times 2,8} \geq 1,19 \text{ m.}$$

→ Donc $B = 1,3 \text{ m}$ est suffisante.

4.2.1 Ferrailage de la semelle :

✓ **Armatures principale de traction ($\parallel B$) :**

Semelle rigide, on utilise la méthode des bielles : $A_s = \frac{N \times (B-b)}{8 \cdot d \cdot f_{st}}$.

$$\text{ELU : } A_s = \frac{N_u' \times (B-b)}{8 \cdot d \cdot f_{st}} \text{ Avec : } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{1358,44 \times (130-15) \times 10^2}{8 \times 30 \times 348} = 18,70 \text{ cm}^2.$$

$$\text{ELS : } A_s = \frac{N_{st} \times (B-b)}{8 \cdot d \cdot f_{st}} \text{ Avec : } f_{st} = \sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable).}$$

$$\rightarrow A_s = \frac{1001,61 \times (130-15) \times 10^2}{8 \times 30 \times 2016,3} = 23,8 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée à l'ELU.}$$

Au défaut de calcul, on majore A_s de 10% (Fissuration préjudiciable).

$$\text{D'où : } A_s = 1,1 \times 23,8 = 26,18 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 9HA20 (8 espacements) de section $A_s = 28,27 \text{ cm}^2$.

✓ **Armatures de répartition (||L) :**

$$A_r \geq \max \left(\frac{A_s}{5} ; \frac{800 \cdot B}{f_e} \right) \geq \max \left(\frac{28,27 \times 10^{-4}}{5} ; \frac{800 \times 1,3}{400} \right) \geq \max (5,65 ; 2,6).$$

$$\rightarrow \text{Donc : } A_r = 5,65 \text{ cm}^2.$$

Choix des barres : 9HA10 = 7,06 cm².

-**Espacement des barres :** 15 cm ≤ S_t ≤ 25 cm.

→ Pour les armatures principale : $S_t = 17$ cm.

→ Pour les armatures de répartitions : $S_t = 25$ cm.

✓ **Ancrage des armatures :**

$$\text{-Longueur de scellement : } L_s = \frac{\emptyset}{4} \frac{f_e}{0,6 \times f_{tj} \times \psi_s^2} ; \psi_s^2 = 1,5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\rightarrow L_s = \frac{0,020}{4} \frac{400}{0,6 \times 2,1 \times 1,5} = 1,05 \text{ m} > \frac{B}{4} = 0,325 \text{ m} \rightarrow \text{Barres prolongées jusqu'aux extrémités et comportent des crochets.}$$

5. Etude du voile périphérique :

Selon le RPA 99/2003, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

5.1. Caractéristiques des voiles :

- Hauteur : $h = 5,78 \text{ m}$.
- Epaisseur : $e = 15 \text{ cm}$.

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

• **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}\right) - 2 \times C \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}\right).$$

$$G = 18,32 \text{ KN/m}^2.$$

• **Surcharge accidentelle :**

Avec : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\emptyset}{2}\right) = 3,2 \text{ KN/m}^2.$$

5.3. Ferrailage du voile périphérique :

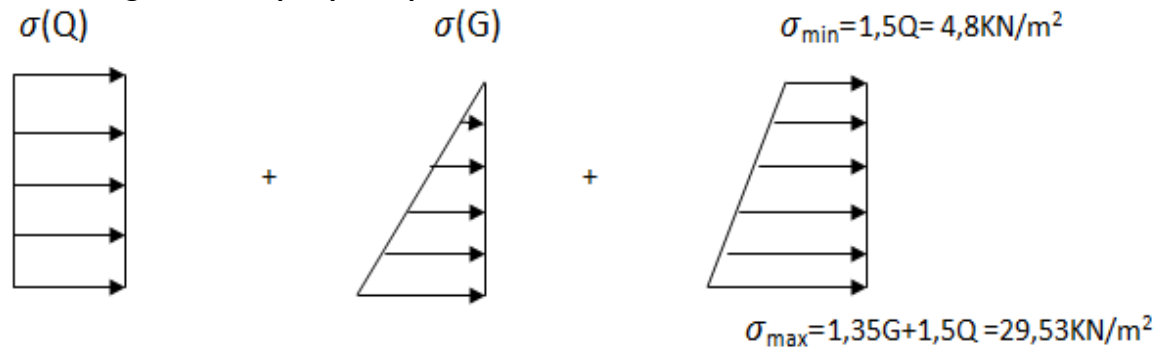


Figure 6.4. Répartition des contraintes sur le voile.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{min}}}{4} = 20,95 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1\text{ml} = 20,95 \text{ KN/m}^2$$

→ Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 2,59\text{m} \\ L_y = 6,3\text{m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} b = 1\text{ml} \\ e = 15\text{cm} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,59}{6,3} = 0,41 > 0,4 \rightarrow \text{travail sur les deux sens.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } \mu_x = 0,1078 \quad ; \quad \mu_y = 0,250 \\ \text{ELS : } \mu_x = 0,11 \quad ; \quad \mu_y = 0,301 \end{array} \right.$$

Ce qui donne :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ox} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,1062 \times 20,95 \times 2,59^2 = 18,58 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} = 4,645 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Les moments corrigés :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = 0,85 M_{Ox} = 15,79 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,85 M_{Oy} = 3,95 \text{ KN.m} \\ M_a = -0,5 M_{Ox} = -9,29 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$A_{min} = 0.1\% \times b \times h$ condition exigée par le RPA.

→Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-après :

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
travée	x-x	15,79	0,109	0,145	0,113	5,65	1,52	6HA12=6,79
	y-y	3,95	0,027	0,035	0,118	1,35	1,2	4HA10=3,14
Appui		9,29	0,064	0,083	0,116	3,24	1,52	4HA12=4,52

Tableau 6.6Ferrailage des voiles périphérique.

➤ **Espacement :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } St \leq \min (2 \times e ; 25\text{cm} ; 100/4) = 25\text{cm } St=25\text{cm.} \\ \text{Sens-y-y : } St \leq \min (2 \times e ; 25\text{cm} ; 100/4) = 25\text{cm } St=25\text{cm.} \end{array} \right.$$

➤ **Vérifications nécessaires :**

❖ **A L'ELU :**

- **Effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q \times Lx}{2} \times \frac{Lx^4}{Lx^4 + Ly^4} = 40,86 \text{ KN.}$$

$$V_u^y = \frac{q \times Ly}{2} \times \frac{Ly^4}{Lx^4 + Ly^4} = 3,94 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0,56 \text{ MPa} \leq \tau_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa.}$$

→ Pas de risque de rupture par cisaillement.

❖ **A L'ELS :**

- **Vérification des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = G + Q = 21,52 \text{ KN.} \\ \sigma_{min} = Q = 3,2 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	observation
Travée	X-X	11,79	3,21	4713,1	6,7	15	vérifiée
	Y-Y	3,6	3,21	4713,1	2,07	15	vérifiée
Appui		6,9	2,92	4713,1	4,3	15	vérifiée

Tableau 6.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

• Schéma de ferrailage :

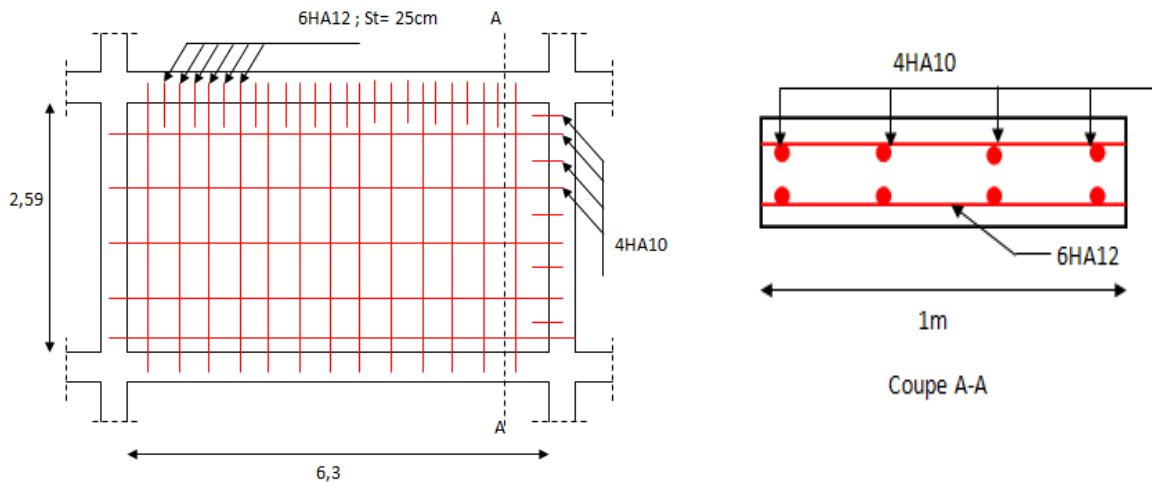


Figure 6.5. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion Générale



Conclusion générale :

Dans cette étude, nous avons mis en pratique et approfondi nos connaissances acquises au cours de notre cursus universitaires. Nous avons ainsi pu élaborer le squelette du bâtiment, évaluer sa résistance, de découvrir l'utilisation du logiciel de calcul ETABS V.16 et d'en tirer plusieurs conclusions, parmi celles-ci, nous avons retenu :

- La résistance, l'économie est un facteur très important à respecter dans la mesure possible.
- Le bon comportement d'une structure face aux séismes dépend de nombreux facteurs, principalement un dimensionnement adéquat et une bonne disposition des éléments de contreventement.
- Dans l'étude des éléments porteurs, la pluparts des poteaux sont ferrailés au minimum requis par le RPA99.
- Afin d'éviter la formation de rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit vérifier les moments résistants dans les zones nodales.
- Pour garantir la stabilité de l'ouvrage, une conception soignée des fondations est essentielle.

En conclusion, ce modeste travail nous a permis de prendre conscience de ce qu'il nous reste à apprendre, de nos lacunes comme de nos points forts. Cela nous oblige à continuer à nous auto-former, tant sur le plan pratique que théorique, même pendant l'exercice de nos futures fonctions. Seules des années d'expériences nous permettront de nous perfectionner pleinement.

Bibliographie

- ❖ **BAEL91/99** : (béton armé aux états limites).
- ❖ **RPA99** : Règlement parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003).
- ❖ **CBA93** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ❖ **DTR BC 2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- ❖ **DTR BC 2.33.1** : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ❖ **Autre documents consultés.**

Annexe 1

Tableau des armatures
(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 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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

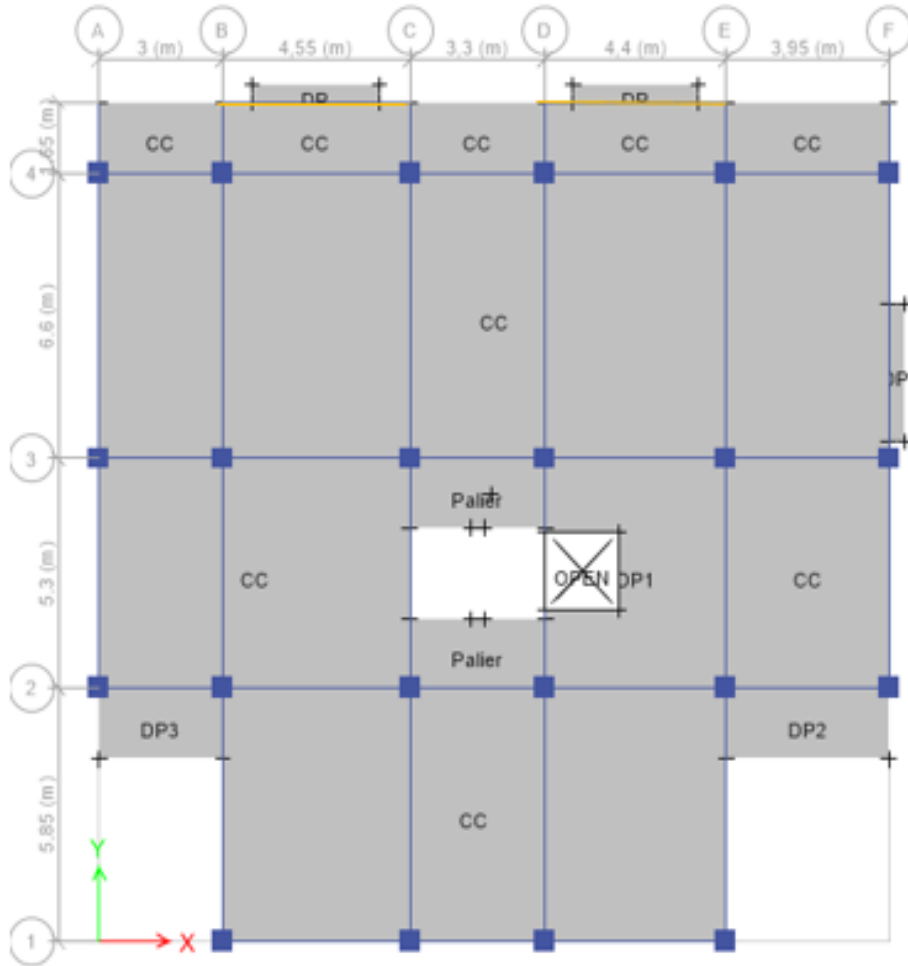
Annexe 3

Table de PIGEAUD

Valeurs de M1 (M2) pour $\rho = 0,707$

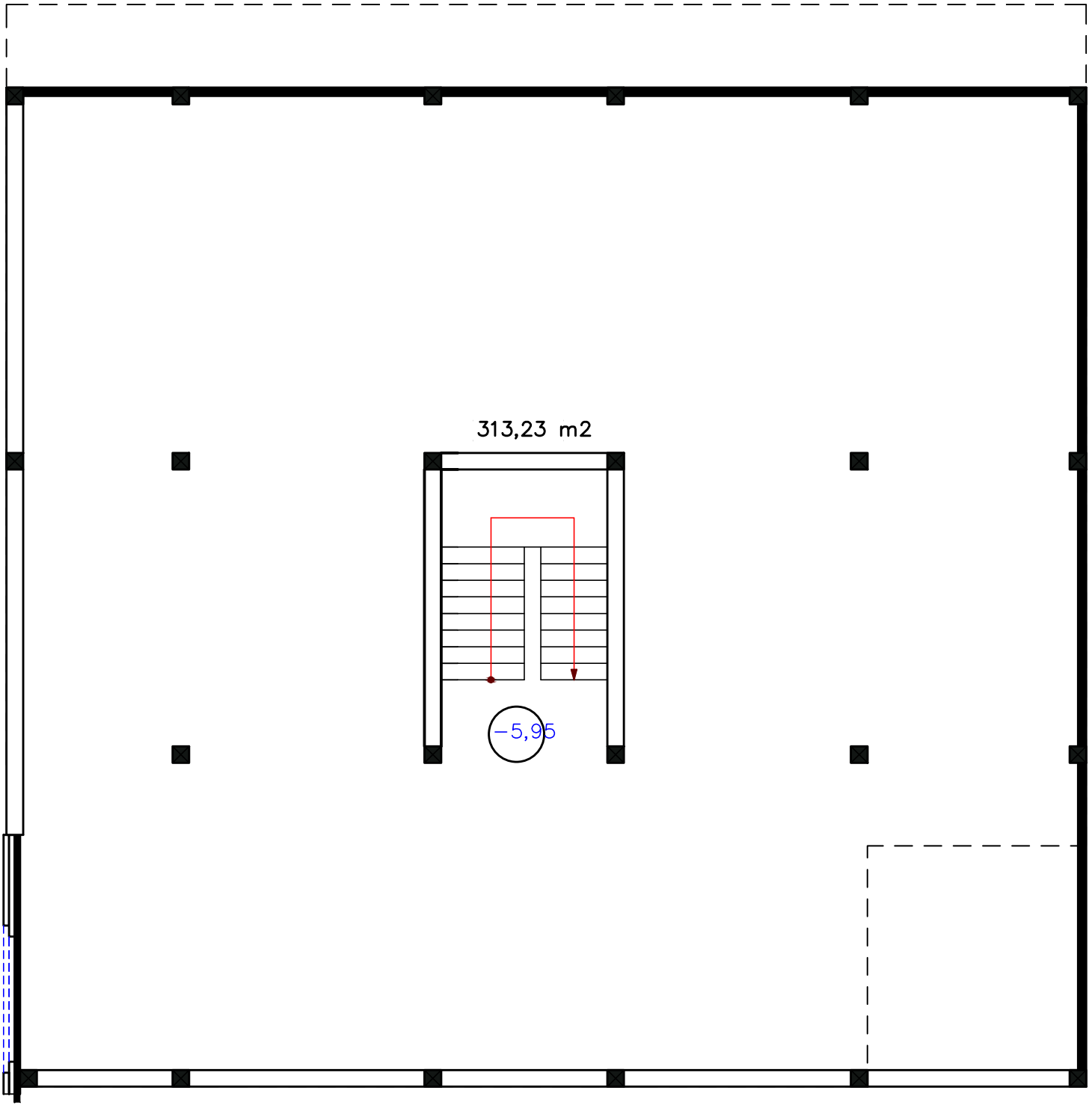
u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

P.chainage



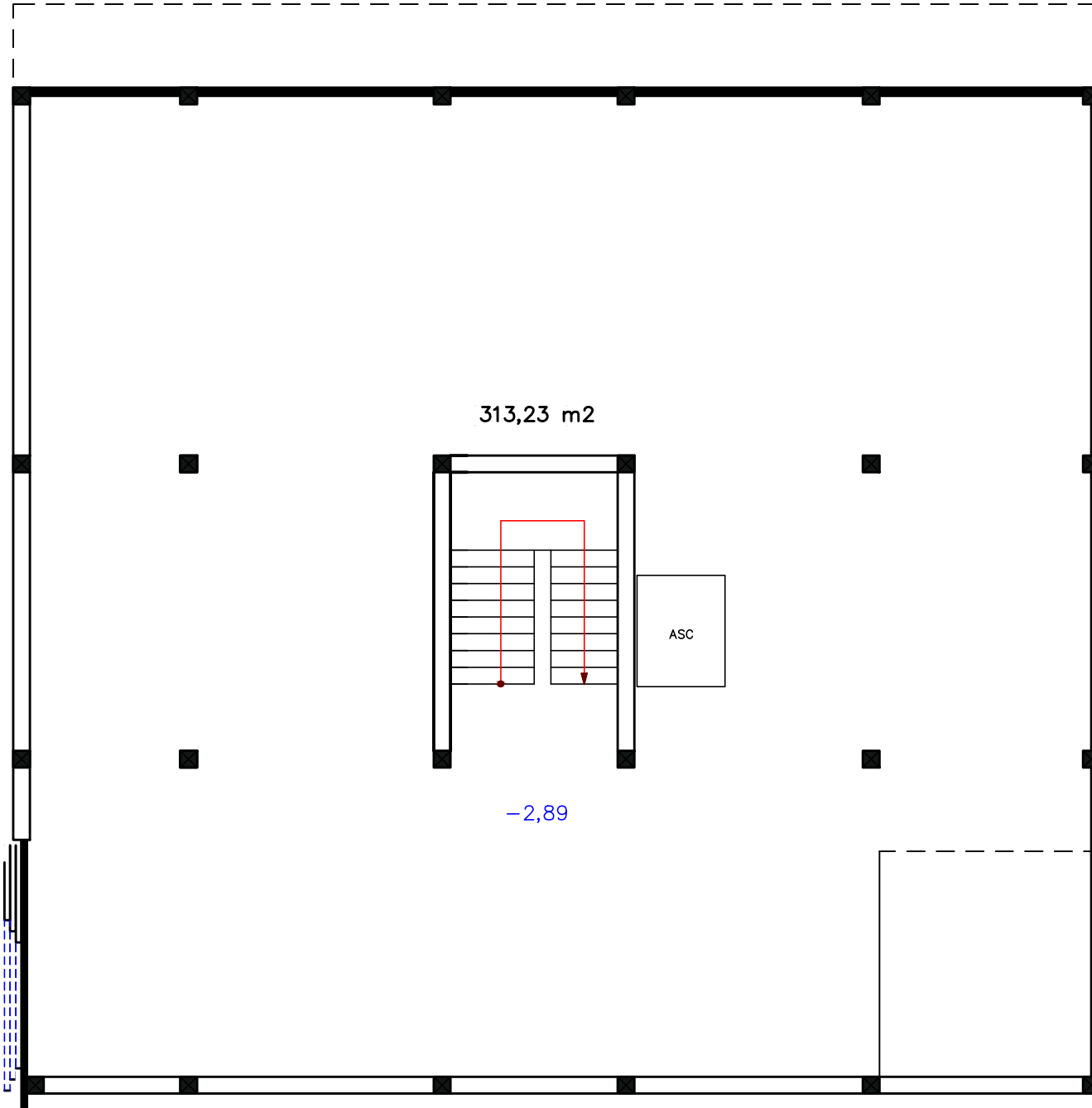
Les plans

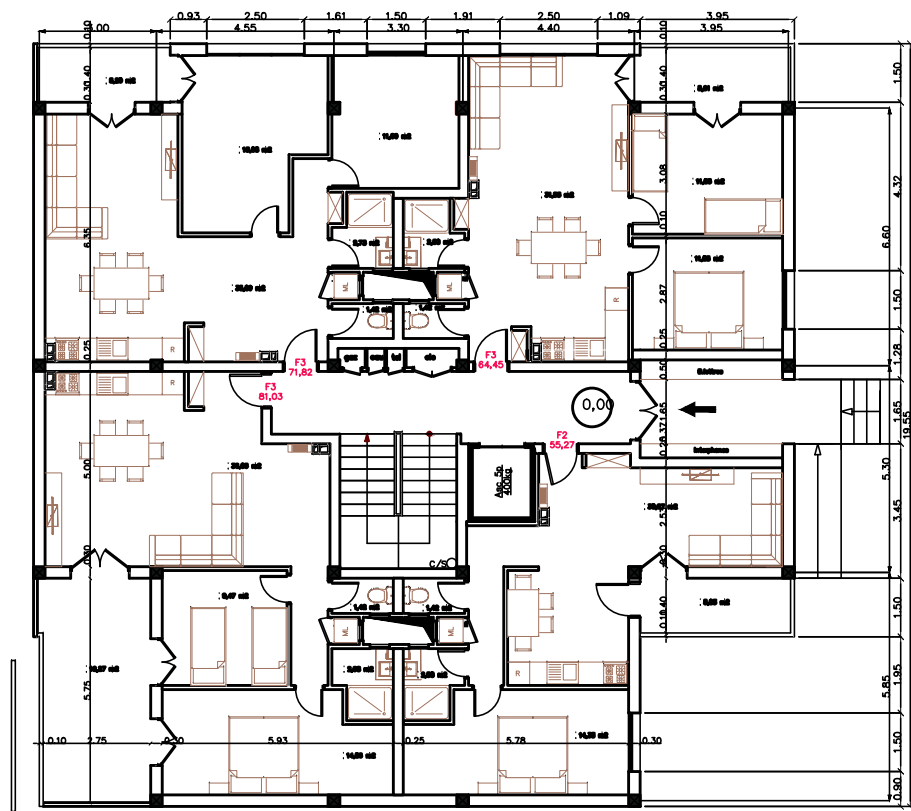




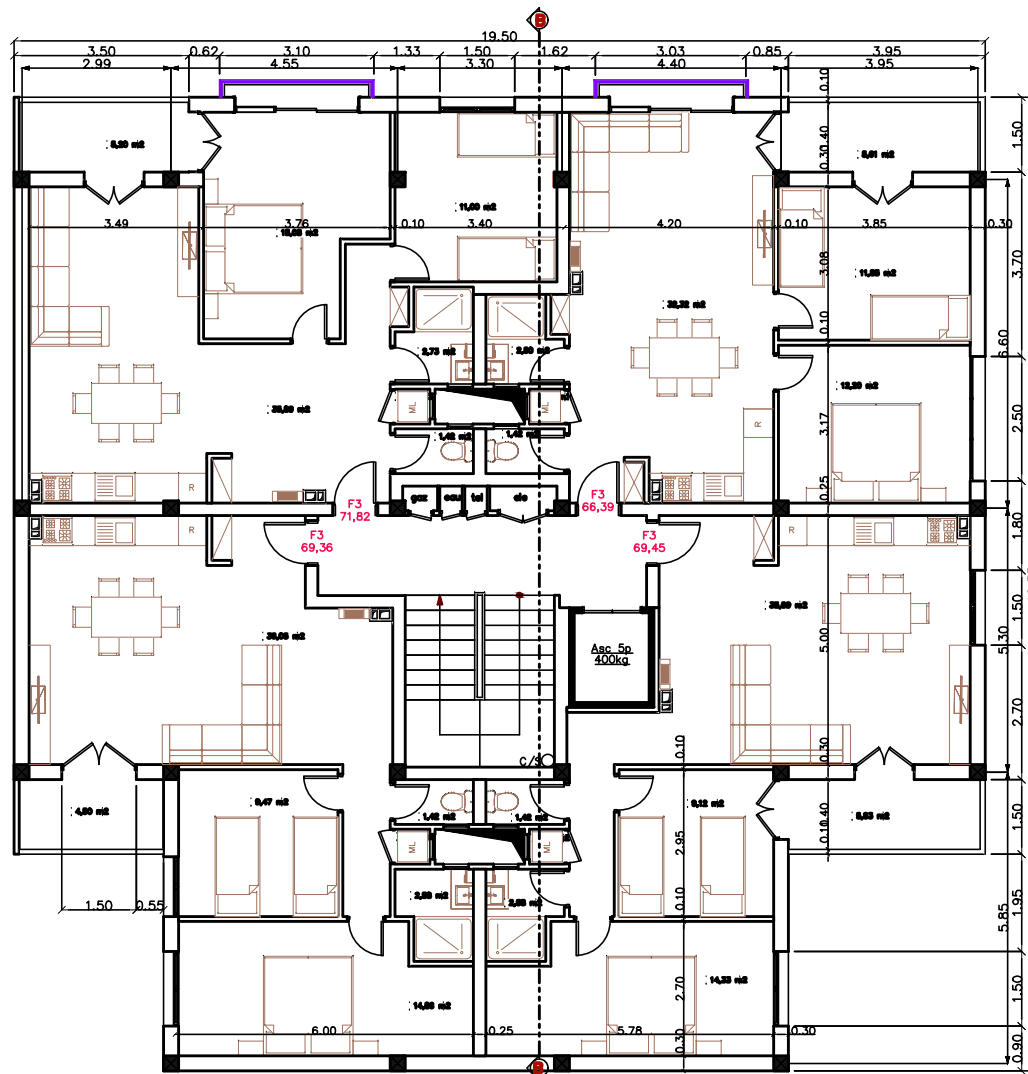
313,23 m²

-5,95

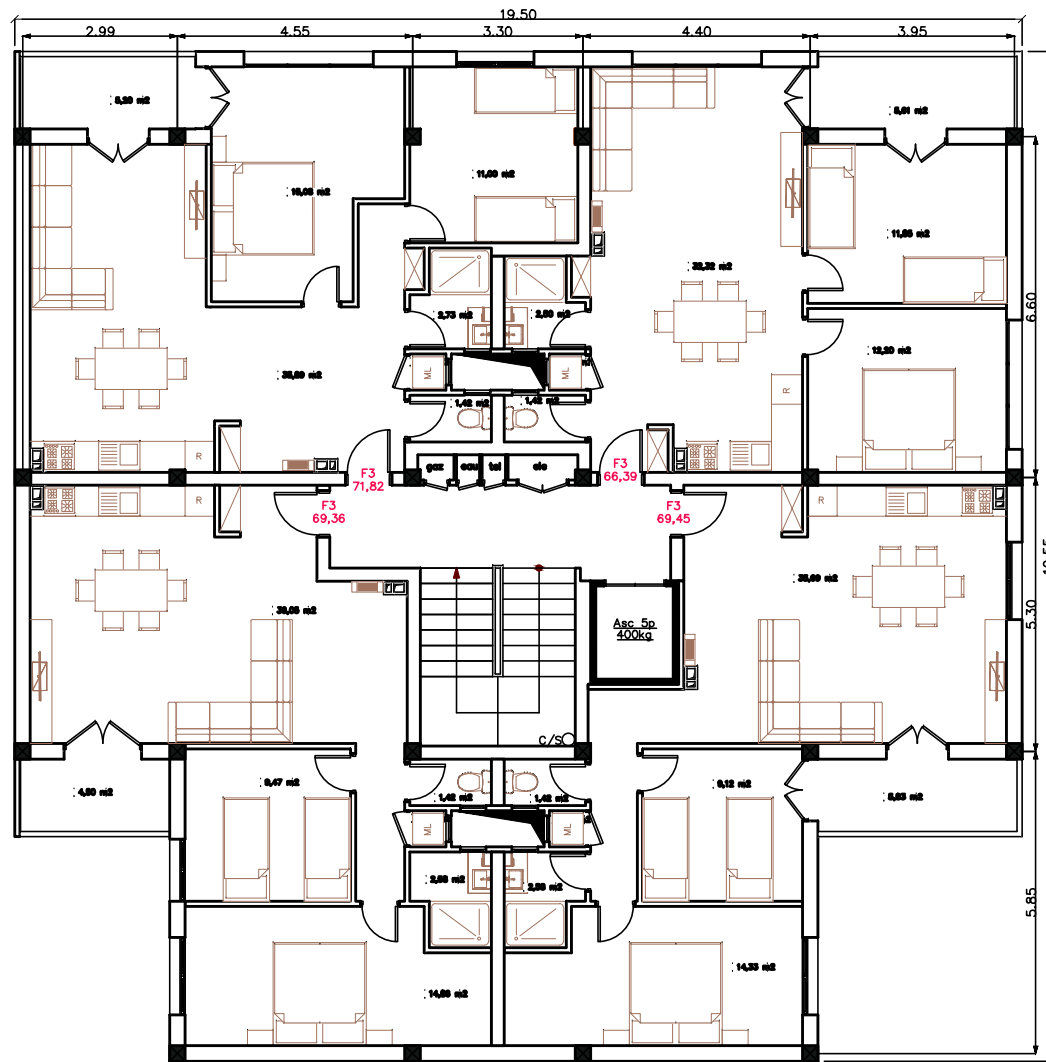




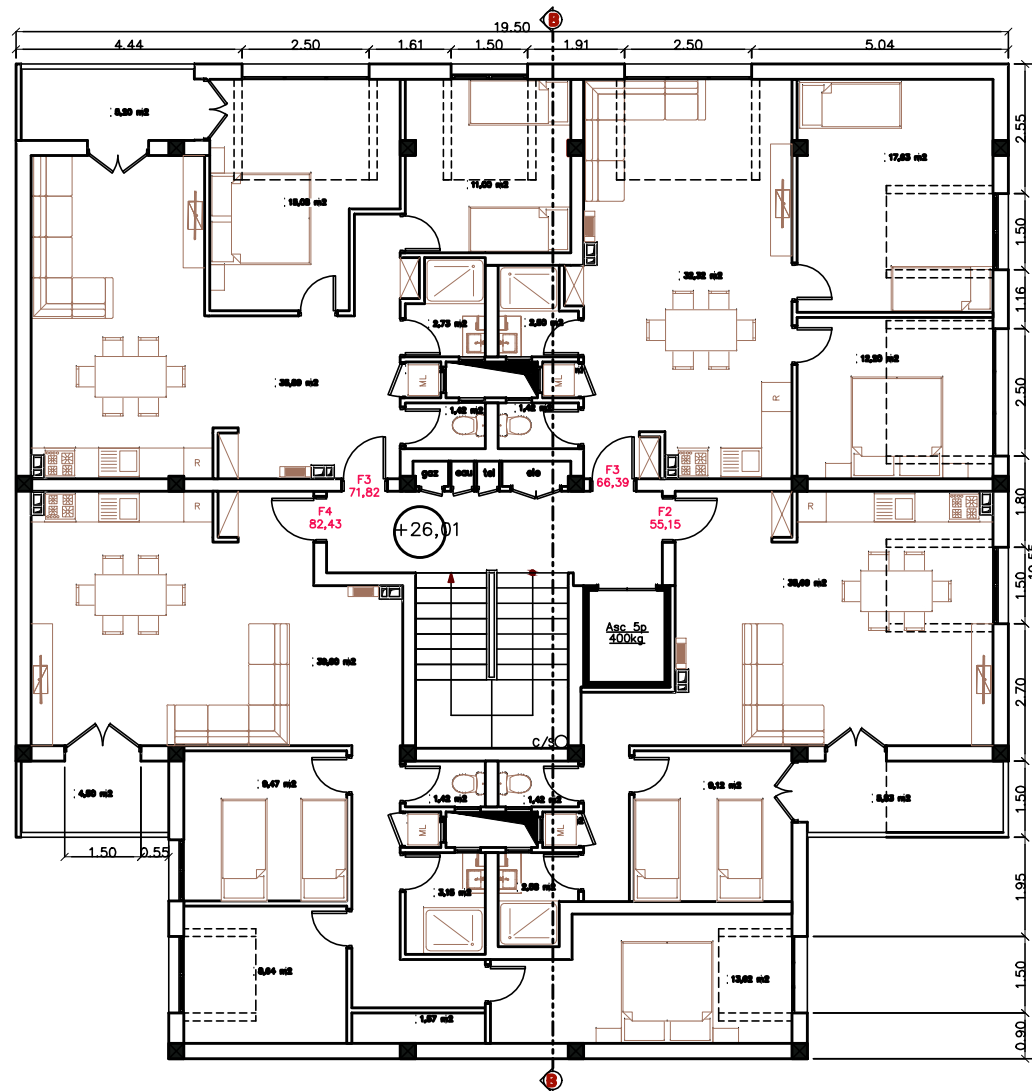
RDC



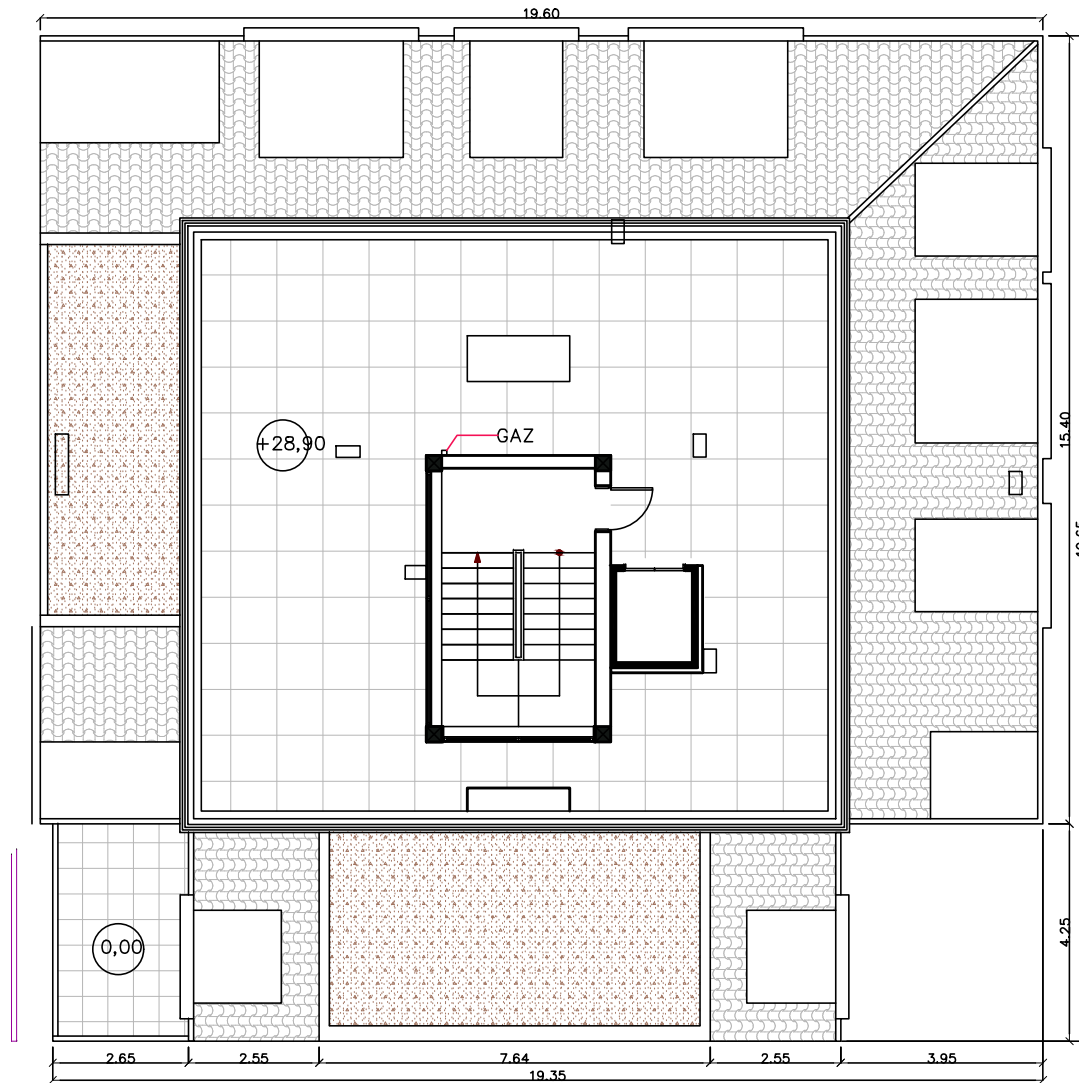
ETAGE 01



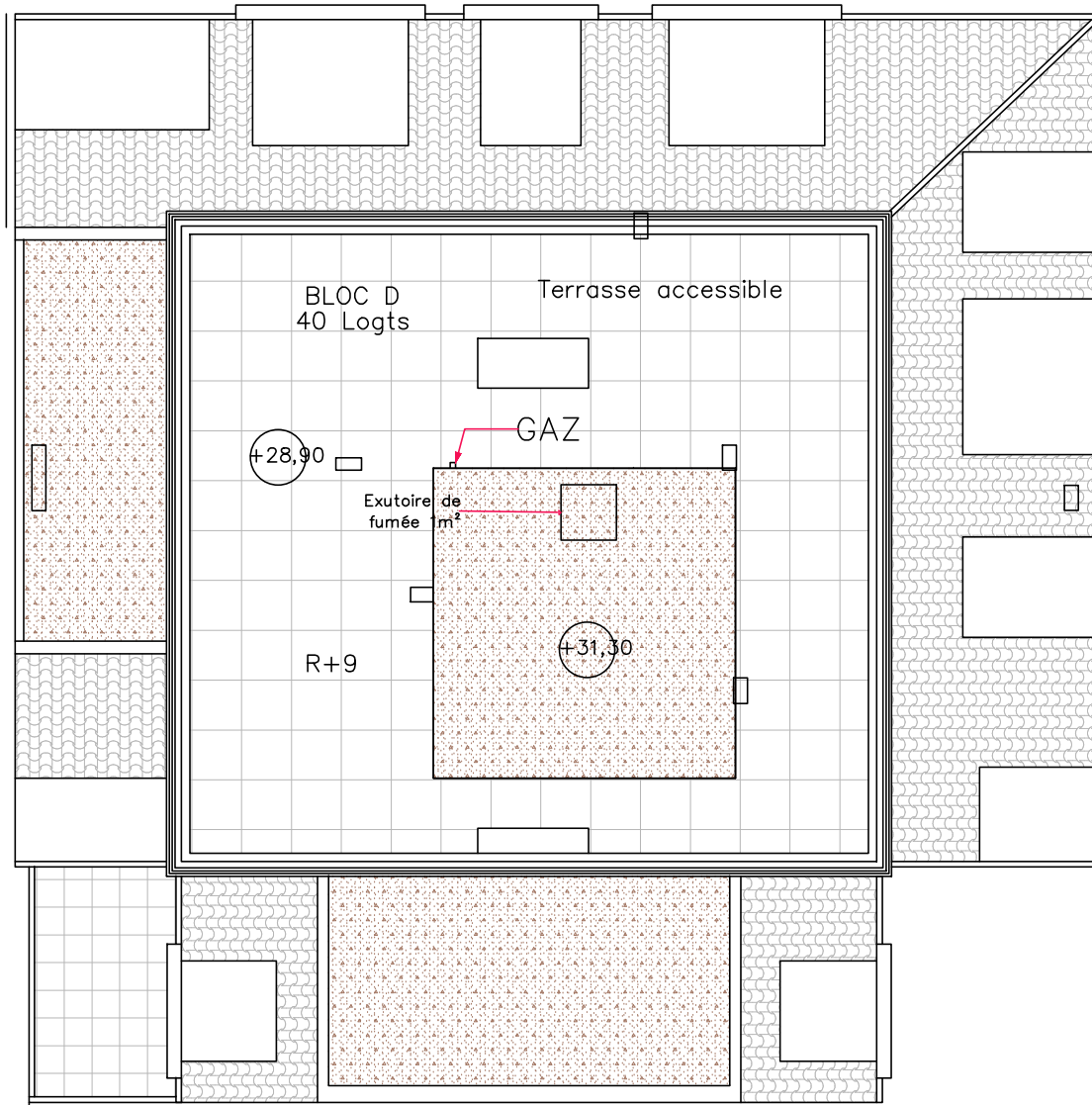
ETAGE 02-04-06



ETAGE 09

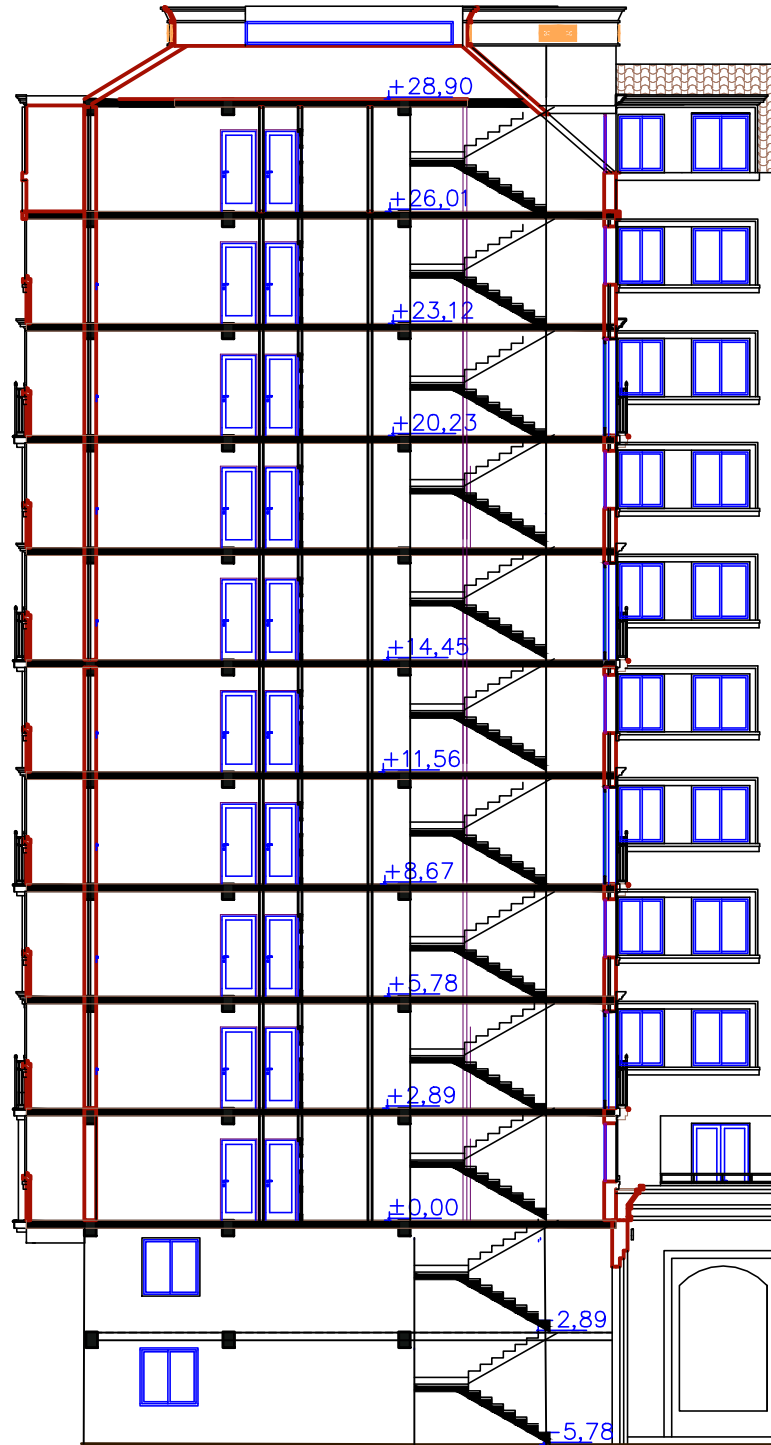


terrasse accessible

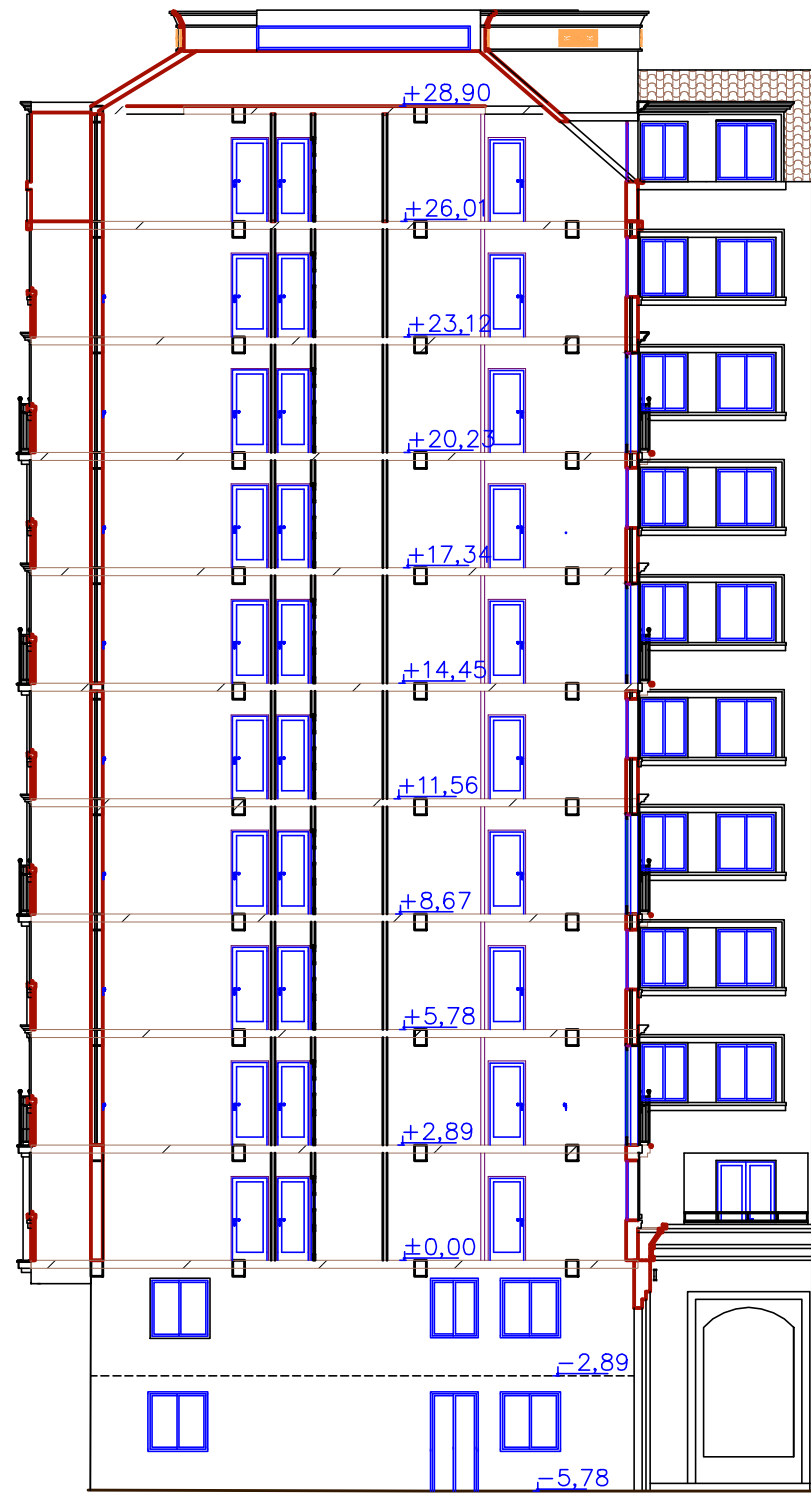


terrasse

BLOC D



BLOC D



IV- CONCLUSION

Le projet consiste en la réalisation d'un projet immobilier de dix blocs en R+10, à l'ouest de chef-lieu de la commune d'Oued Ghir, wilaya de Bejaia. C'est une structure poteaux poutres en béton armé à usage d'habitations.

Les investigations géotechniques réalisées pour le sol du site destiné à recevoir ce projet, ont consisté à l'exécution des essais suivants :

- Cinq (05) sondages carottés de 15 m de profondeur, avec récupération d'échantillons
- Quatre (04) sondages pressiométrique au diamètre 63mm de 15m de profondeur, avec une fréquence des essais pressiométrique à chaque 2.0 m.
- Vingt-cinq (25) essais aux pénétrètres dynamiques lourds

Les résultats géotechniques obtenus, ont révélé que le terrain d'étude se caractérise par :

- **Du point de vue géologique** : Les coupes lithologiques des cinq (05) sondages mettent en évidence l'existence d'une formation marneuse, de bonne consistance, surmonté par une formation argileuse carbonaté, d'épaisseur variable atteignant 11m en amont du site.

- **Du point de vue géotechnique** :

Les résultats des essais aux pénétrations dynamiques ont montré un sol moyennement compact à compact en profondeur.

Par contre, Les résultats des essais pressiométrique (pressions limites) ont montré un sol compact à très compacte en profondeur.

Sismicité de la région :

Le site étudié se situe dans la zone II_a, c'est-à-dire une zone de moyenne sismicité, le coefficient d'accélération "A" défini en fonction de la zone sismique et de l'importance de l'ouvrage est de $A=0,20$.

Mode de fondation et recommandations :

Vu la nature géologique et les caractéristiques géotechniques du sol mise en évidence, ainsi que les résultats des calculs de fondation, LTPS préconise ce qui suit :

Mode de fondation :

Superficielles sur semelles filantes ou Radier.

Profondeur d'ancrage :

L'ancrage des fondations sera à partir de 2,00m, le sol d'assise est formé par l'Argile marneuse de couleur brunâtre.

Contrainte admissible :

La contrainte admissible préconisée sera de **Trois (3.0) bar**.

- Le type et le choix des fondations sera fixé par le Génie-civil chargé du projet en fonction des descentes de charge réelles de l'ouvrage et avec ou sans sous-sol.



Chimie :

L'analyse chimique du sol a mis en évidence le caractère faiblement agressif du sol (catégorie XA1), d'où aucune disposition particulière n'est nécessaire lors de la confection du béton des fondations de l'ouvrage, s'il est réalisé dans les règles de l'art

Stabilité d'ensemble :

Les talus induits par les terrassements doivent être confronté par des murs de soutènement.

Il y a lieu de réaliser un bon drainage du site afin d'éviter tout apport d'eau, entre outre évacuer les eaux régnant sur le site.

Enfin, le laboratoire, Eurl LTPS, reste à l'entière disposition du client pour tout autre éclaircissement ou informations concernant ce rapport d'étude de sol.

Etabli par

Y. SEBBAH

