



**République Algérienne Démocratique et Populaire Ministère de
L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

Université Abderrahmane Mira Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master En Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Calcul d'un bâtiment en béton armée (R+9+ sous-sol)
Contreventé par un système mixte, à usage d'habitation.**

Présenté par :

ZEGGANE Zidane

TAOURIRT Sofiane

Devant le jury composé de :

M ^r HADDI Idir	Encadreur
M ^r BENYESSAD	Examineur
M ^r OURTEMACHE	Président

Année Universitaire : 2023/2024

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné l'envie le courage et la force pour mener à terme ce travail.

Nous exprimons :

Toutes nos reconnaissances à notre encadreur M^r HADDI Idir qui nous a permis de bénéficier de son encadrement, ses conseils judicieux, sa rigueur et ses nombreux encouragements.

Nos respectueux remerciements aux membres du jury qui nous ont fait l'honneur de participer à l'évaluation de ce modeste travail.

Nous tenons également à exprimer nos gratitudes envers tous les enseignants et le personnel administratif de département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation et à l'élaboration de ce présent travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail

Dédicaces

Je dédie cet évènement marquant de ma vie :

À mes chers parents qui ont été toujours à mes côtés pour me soutenir et m'encourager pour l'éducation qu'ils m'ont prodiguée avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour leur patience, leur amour et leurs encouragements.

Que ce travail leur apporte joie et fierté.

Sofiane

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail qui est le fruit de plusieurs

Années d'étude à :

*Mes chers et respectueux parents en récompense de leurs
sacrifices qui m'a servi et me servirait tout au long de ma
vie.*

Zidane

TABLE DES MATIERS

Chapitre 1:

I. Introduction :	Erreur ! Signet non défini.
II. Présentations de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.
III. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.
1. Dimensions en élévation :	Erreur ! Signet non défini.
2. Dimension en plan :	Erreur ! Signet non défini.
IV. Eléments de l'ouvrage :	Erreur ! Signet non défini.
1. Ossature :	Erreur ! Signet non défini.
2. Les planchers :	Erreur ! Signet non défini.
3. Fonction de résistance mécanique :	Erreur ! Signet non défini.
4. Fonction d'isolation :	Erreur ! Signet non défini.
5. Maçonnerie :	Erreur ! Signet non défini.
6. Les Revêtements :	Erreur ! Signet non défini.
7. Les escaliers :	Erreur ! Signet non défini.
8. Les balcons :	Erreur ! Signet non défini.
9. L'acrotère :	Erreur ! Signet non défini.
10. Les Fondations :	Erreur ! Signet non défini.
11. Terrasse inaccessible :	Erreur ! Signet non défini.
12. Mur de soutènement :	Erreur ! Signet non défini.
V. Réglementation utilisée :	Erreur ! Signet non défini.
VI. Caractéristique des matériaux utilisés :	Erreur ! Signet non défini.
1. Béton :	Erreur ! Signet non défini.
2. Résistance caractéristique du béton :	Erreur ! Signet non défini.
3. Résistance à la traction :	Erreur ! Signet non défini.
4. Contraintes limites du béton :	Erreur ! Signet non défini.
Etat limite ultime (ELU) :	Erreur ! Signet non défini.
5. Contrainte limite ultime de cisaillement :	Erreur ! Signet non défini.
6. Module d'élasticité :	Erreur ! Signet non défini.
7. Module de déformation longitudinale instantanée :	Erreur ! Signet non défini.
8. Module de déformation différée :	Erreur ! Signet non défini.
9. Module d'élasticité transversale :	Erreur ! Signet non défini.
10. Coefficient de poisson :	Erreur ! Signet non défini.

- 11. Acier : **Erreur ! Signet non défini.**
- 12. Module d'élasticité : **Erreur ! Signet non défini.**
- 13. Protection des armatures : **Erreur ! Signet non défini.**
- VII. Conclusion : **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 2:

- I. INTRODUCTION : **Erreur ! Signet non défini.**
- II. Pré dimensionnement des éléments secondaire : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 1. Les planchers : **Erreur ! Signet non défini.**
 - Plancher à corps creux : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 2. Disposition des poutrelles **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3. Pré dimensionnement des poutrelles : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4. Dimensionnement des dalles pleines : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5. Analyse et interprétation des résultats : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 6. Pré dimensionnement des escaliers : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 7. Les types des escaliers : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 8. Acrotère **Erreur ! Signet non défini.**
- III. Pré dimensionnement des éléments principaux **Erreur ! Signet non défini.**
 - 1. Pré dimensionnement des poutres : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 2. Pré dimensionnement des Voiles : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3. Pré dimensionnement des poteaux : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4. Evaluation des charges et surcharges **Erreur ! Signet non défini.**
 - 5. Décence de charges : **Erreur ! Signet non défini.**
 - a) La loi de dégression des charges : **Erreur ! Signet non défini.**
- IV. Pré dimensionnement de poteau B4 **Erreur ! Signet non défini.**
 - 1. Les surfaces afférentes **Erreur ! Signet non défini.**
 - 2. Charges permanente **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3. Charges exploitation sur les planchers : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4. Les vérifications nécessaires : **Erreur ! Signet non défini.**
 - a) Vérification à la compression simple **Erreur ! Signet non défini.**
 - b) Vérification de la stabilité de forme : **Erreur ! Signet non défini.**
 - c) Vérification des conditions de RPA99/2003 **Erreur ! Signet non défini.**
- V. Conclusion : **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 3:

- I. Introduction :..... **Erreur ! Signet non défini.**
- I.1 Etude des planchers : **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.1.1 Plancher à corps creux : **Erreur ! Signet non défini.**
- I.2 Etude des poutrelles :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.2.1 Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle :.. **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.2.2 Types de poutrelles : **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.2.3 Calcul des sollicitations :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.2.4 Calcul des moments en travées : **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.2.5 Les efforts tranchants : **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.2.6 Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.2.7 Calcul du ferrailage : **Erreur ! Signet non défini.**
 - I.2.8 Vérification de la condition de non fragilité : **Erreur ! Signet non défini.**
- I.3 Ferrailage de la dalle de compression : **Erreur ! Signet non défini.**
- II. Planchers à dalle pleine :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - II.1 Dalle pleine sur 4 appuis étage courant **Erreur ! Signet non défini.**
- III. Les escaliers :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - III.1 Types d'escaliers : **Erreur ! Signet non défini.**
 - III.2 Calcul de l'escalier **Erreur ! Signet non défini.**
 - III.3 Le ferrailage des escaliers : **Erreur ! Signet non défini.**
- IV. Calcul de la poutre palière : **Erreur ! Signet non défini.**
 - IV.1 Prédimensionnement de la poutre palière :..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - IV.2 Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple : **Erreur ! Signet non défini.**
 - IV.3 Vérification a l'état limite ultime **Erreur ! Signet non défini.**
 - IV.4 Calcul de la section d'armature a la torsion : **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 4:

- I. Introduction..... **Erreur ! Signet non défini.**

II. Modélisation :	Erreur ! Signet non défini.
1. Choix de la méthode de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
2. Poids de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
3. Facteur d'amplification dynamique :	Erreur ! Signet non défini.
4. Période fondamentale de la structure :	Erreur ! Signet non défini.
5. Calcul du facteur d'amplification dynamique	Erreur ! Signet non défini.
6. Le spectre de réponse de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
7. Disposition des voiles de contreventement :	Erreur ! Signet non défini.
8. Période de vibration et participation massique :	Erreur ! Signet non défini.
9. Interpolation des résultats obtenus	Erreur ! Signet non défini.
10. Vérification des résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 ...	Erreur ! Signet non défini.
11. Interpolation des résultats obtenus :	Erreur ! Signet non défini.
12. Justification vis-à-vis de l'effort ($p-\Delta$)	Erreur ! Signet non défini.
13. Vérification de l'effort normal réduit	Erreur ! Signet non défini.
III. Conclusion :	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre 5:

I. Calcul des poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
1. Combinaisons spécifiques de calcul :	Erreur ! Signet non défini.
2. Les sollicitations dans les poteaux :	Erreur ! Signet non défini.
3. Calcul de ferrailage transversal :	Erreur ! Signet non défini.
4. Vérification de diamètre minimal des armatures transversales :.....	Erreur ! Signet non défini.
5. Vérifications nécessaires :	Erreur ! Signet non défini.
6. Détermination de la zone nodale :	Erreur ! Signet non défini.
II. Calcul des poutres :	Erreur ! Signet non défini.
1. Sollicitation et ferrailage des poutres :	Erreur ! Signet non défini.
2. Ferrailage transversal des poutres :	Erreur ! Signet non défini.
3. Calcul des espacements :	Erreur ! Signet non défini.
4. Vérifications nécessaires :	Erreur ! Signet non défini.
5. Vérification de l'effort tranchant aux abouts des poutres : ..	Erreur ! Signet non défini.
6. Vérification des zone nodales :	Erreur ! Signet non défini.

- III. Les poteaux : **Erreur ! Signet non défini.**
- IV. Les poutres : **Erreur ! Signet non défini.**
 - Ferrailage des voiles : **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 6:

- 1 Introduction **Erreur ! Signet non défini.**
- 2 Critère de choix et type de fondations **Erreur ! Signet non défini.**
 - 2.1 Choix de type de fondation **Erreur ! Signet non défini.**
- 3 Etude du radier..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.1 Dimensionnement du radier **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.2 Vérifications nécessaires **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.2.1 Vérification de la contrainte du sol : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.2.2 Vérification de la stabilité au renversement **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.2.3 Vérification de la poussée hydrostatique **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.2.4 Vérification du poinçonnement **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.2.5 Vérification au cisaillement..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.3 Les dimensions finales du radier sont : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.4 Ferrailage..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.4.1 Ferrailage du radier : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.5 Dalle du Radier : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.5.1 Vérifications nécessaires **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.6 Etude des nervures..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 3.6.1 Calcul des nervures : **Erreur ! Signet non défini.**
- 4 Etude du voile périphérique : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4.1 Dimensionnement des voiles : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4.2 Ferrailage du voile : **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4.3 Schéma du ferrailage de radier..... **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4.4 Schéma de ferrailage des nervures **Erreur ! Signet non défini.**
 - 4.5 Schéma de ferrailage du voile périphérique **Erreur ! Signet non défini.**

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1:

Tableau 1.Caractéristiques des aciers..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 2:

Tableau 2. vérification des sections des poutres vis-à-vis des conditions de RPA. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3.dimension des voiles au différent niveaux **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4.Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5.Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à Corps creux. ..**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6.Évaluation des charges dans le plancher étage courant à Corps creux. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 7.Évaluation des charges sur les dalles pleine (terrasse inaccessible). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 8.Évaluation des charges sur les dalles pleine (étage courant). **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 9.Évaluation des charges sur la volée. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 10.Évaluation des charges sur le palier. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 11.Évaluation des charges des murs extérieurs..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 12.Descente de charge du poteau E4. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 13.Résultats des vérifications à la compression simple du poteau E4. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 14.Résultats des vérifications au flambement du poteau B4. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 15.Tableau récapitulatif des dimensions des éléments..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 3:

Tableau 1.Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 2. Types de poutrelles **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 3.Sollicitations des différents types de poutrelles **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 4.résumé de ferrailage longitudinal et transversal des poutrelles .. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 5.vérification des contraintes à L'ELS..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 6.disposition constructive dans les poutrelles **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 7.ferrailage de la dalle pleine **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 8.vérification des contraintes **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 9.vérification de la flèche..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 10.Evaluation des efforts tranchants dans l'escaliers..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 11.Evaluation des moments fléchissant **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 12.Moment fléchissant dans l'escalier **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 13.Résumé de ferrailage de l'escalier **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 14.Résumé de vérification des contraintes..... **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 15.résumé de calcul de la flèche **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 16.Sollicitations sur la poutre palier **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 17. Résumé de ferrailage de la poutre palière..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 4:

Tableau 1.Valeurs des pénalités..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 2.périodes et taux de participation massique de la structure**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 3. Réparation des charges verticales sur les portiques et les voiles..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 4.Réparation des charges horizontales sur les portiques et les voiles sens X-X
..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 5.Réparation des charges horizontales sur les portiques et les voiles sens Y-Y**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 6.Vérification des forces sismiques à la base **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 7.Vérification des déplacements de niveaux dans le sens X-X**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 8.Vérification des déplacements de niveaux dans le sens Y-Y.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 9.Justification vis-à-vis de l'effet ($p-\Delta$) dans le sens X-X. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 10.Justification vis-à-vis de l'effet ($p-\Delta$) dans le sens Y-Y **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 11.Vérification de l'effort normal réduit **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 5:

Tableau 1.Sections d'armatures minimales et maximales des poteaux.....**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 2.les sollicitations maximales dans les poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 3.ferrailage longitudinal des poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 4.ferrailage transversal des poteaux..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 5.Vérification de diamètre minimal des armatures transversales ..**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 6.Vérification des poteaux au flambement. **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 7.Vérification de la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 8.Vérification des poteaux sous les contraintes de cisaillements ..**Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 9.Détermination de la zone nodale **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 10.ferrailage des poutres principales (30*40) cm²..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 11.Ferrailage des poutres secondaires (30*30) cm²..... **Erreur ! Signet non défini.**
Tableau 12.Vérification des contraintes tangentielles. **Erreur ! Signet non défini.**

Tableau 13.Vérification des contraintes de béton.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 14.Vérification de l'état limite de déformation	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 15.Les moments résistants dans les poteaux.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 16.Les moments résistants dans les poutres principales....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 17.Les moments résistants dans les poutres Secondaires. .	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 18.Vérification des nœuds selon le sens principal.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 19.Vérification des nœuds selon le sens Secondaires.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 20.les sollicitations maximales dans le voile V_{X1}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 21.les sollicitations maximales dans le voile V_{X2}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 22.les sollicitations maximales dans le voile V_Y	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 23.résumé du ferrailage du voile V_{X1}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 24.résumé des sollicitations et ferrailages des voiles V_{X2}	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 25.résumé du calcul des ferrailages du voile V_y	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre 6:

Tableau 1.Section d'armature du radier.....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 2.vérifications des contraintes	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 3.calcul de ferrailage à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 4.vérification des contraintes après augmentation de ferrailage... défini.	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 5.ferrailage des nervures	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 6.ferrailage des nervures (h=95).....	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 7.Vérification des contraintes	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 8.Ferrailage à l'ELS	Erreur ! Signet non défini.
Tableau 9.vérification des contraintes après augmentation de la section d'armatures Erreur ! Signet non défini.	

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1:

Figure 1. Diagramme des contraintes- déformations **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 2:

Figure 4. Perspective illustrative d'un escalier..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5. Schéma statique d'escalier. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 6. coupe transversale de l'acrotère..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 7. Coupe de voiles en élévation **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 8. Coupes de voile en plan **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 9. vue en plan du poteau le plus sollicité B4 **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 3:

Figure 1. Dalle pleine avec ouverture **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (vu en plan) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (coupe A-A) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. schéma statique de l'escalier..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5. schéma statique de l'escalier(robot) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 6. diagramme d'effort tranchant(robot) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 7. diagramme des moments fléchissant(robot) **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 8. schéma statique de la poutre palière (robot). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 9. Schéma de ferrailage des escaliers **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 10. Schéma de ferrailage la poutre palier **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 4:

Figure 1. spectre de réponse **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2. Disposition des voiles de contreventement..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16 . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 4. Mode 1 translation suivant l'axe X-X..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 5. Mode 2 translation suivant l'axe Y-Y **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 6. Mode 3 torsion autour de l'axe Z-Z..... **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 5:

- Figure 1. Ancrage des extrémités des cadres, étriers et épingles. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2. Zone nodale..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3. Schéma de ferrailage des poteaux sous-sol, RDC et 1^{er} étage **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 4. Schéma de ferrailage des poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 5. Schéma de ferrailage des poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 6. Schéma de ferrailage des poteaux 6^{ème} et 7^{ème} étage..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 7. Schéma de ferrailage des poteaux 8^{ème} et 9^{ème} étage..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 8. répartition des moments dans les zones nodales..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 9. Schéma de ferrailage des poutres principales s-sol, RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 10. Schéma de ferrailage des poutres secondaires s-sol, RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 11. Schéma de ferrailage des poutres secondaires 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 12. disposition des armatures verticales dans les voiles **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 13. emplacements des voiles..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 14. Schémas de ferrailage de voile V_{x1} **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 15. Schémas de ferrailage de voile V_{x2} **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 16. Schémas de ferrailage de voile V_y **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 6:

- Figure 1. résultats donnés par Socotec **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2. Charge appliquée sur la dalle du Radier (ELS) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3. Charge appliquée sur la dalle du Radier (ELU)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 4. Diagramme moment M_{UY} (ELU)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 5. Diagramme moment M_{UX} (ELU)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 6. Diagramme moment M_{SY} (ELS)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 7. Diagramme moment M_{SX} (ELS)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 8. Diagramme effort tranchant V_Y **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 9. Diagramme effort tranchant V_X **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 10. Schéma du ferrailage de radier (vu en plan) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 11. Schéma du ferrailage de radier (Coupe A-A) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 12. Schéma de ferrailage des nervures (Sens X-X) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 13. Schéma de ferrailage des nervures (Sens Y-Y)..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 14. Schéma de ferrailage du voile périphérique (vu en plan) **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 15. Schéma de ferrailage du voile périphérique (Coupe A-A) **Erreur ! Signet non défini.**

SYMBOLES ET NOTATIONS

Symboles et Notations

Symboles	Notations
A', A_{ser}	Section d'acier comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
a	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
c	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{pi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitation.
f_{gv}	Flèche différé due aux charges permanentes.
Δf	Flèche totale.
Δf_{adm}	Flèche admissible.
G	Charges permanents.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier.
h_{cc}	Hauteur du corps creux.
h_{dc}	Hauteur de la dalle de compression.
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
I_f	Moment d'inertie fissuré.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.
L_{max}	Longueur maximal entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles.
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de dispositif des poutrelles.
M	Moment en générale.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal.

SYMBOLES ET NOTATIONS

n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
St	Espacement des armatures.
T1, T2	Périodes caractéristique associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible.
r	Coefficient de cisaillement.
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.
φ	Coefficient de fluage
\emptyset	Diamètre d'une armature longitudinale

CHAPITRE I

I. Introduction :

La stabilité d'un ouvrage repose sur la capacité de ses différents éléments structuraux, tels que les poteaux, poutres et voiles, à résister aux diverses sollicitations auxquelles ils sont soumis, comme la compression et la flexion. Cette résistance dépend directement du type de matériaux utilisés, de leurs dimensions et de leurs caractéristiques intrinsèques.

Pour assurer une conception robuste et fiable, le calcul des éléments constitutifs d'un ouvrage s'appuie sur des règlements et des méthodes éprouvées, notamment le BAEL91 et le RPA99/V2003. Ces règlements sont fondés sur une connaissance approfondie des matériaux, principalement le béton et l'acier, ainsi que sur des principes rigoureux de dimensionnement et de ferrailage des éléments porteurs de la structure.

En particulier, le BAEL91 (Béton Armé aux États Limites) et le RPA99/V2003 (Règles Parasismiques Algériennes) fournissent un cadre normatif pour la conception des structures en béton armé, prenant en compte les contraintes mécaniques et les exigences de sécurité sismique. Le respect de ces normes garantit que chaque élément structurel est conçu pour supporter les charges prévues, minimisant ainsi les risques de défaillance.

Lors de la phase de calcul et de dimensionnement, nous analysons les sollicitations spécifiques à chaque élément et déterminons les armatures nécessaires pour assurer leur résistance et leur stabilité. Cela inclut le calcul des sections d'acier requises, la disposition des barres d'armature et l'évaluation des interactions entre les différents éléments structurels.

En somme, la stabilité et la sécurité d'un ouvrage sont le fruit d'une approche méthodique et rigoureuse, intégrant des connaissances avancées en matière de matériaux et de techniques de construction, conformément aux normes en vigueur. Cela permet de garantir la durabilité et la résilience des structures face aux sollicitations mécaniques et aux aléas naturels.

II. Présentations de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment résidentiel de type R+9 avec un sous-sol, situé à Akbou. Conformément aux règles parasismiques algériennes « RPA99 / version 2003 », cette structure est classée dans le groupe d'usage 2, ce qui correspond à une importance moyenne.

Ce bâtiment est situé dans le lieu-dit Thifrit, commune de la Daïra d'Akbou, dans la wilaya de Béjaïa. Selon la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), cette région est classée en zone IIa, indiquant une zone de moyenne sismicité.

Cette classification signifie que le bâtiment doit être conçu pour résister à des tremblements de terre de magnitude modérée. Les spécifications du groupe d'usage 2 imposent des exigences spécifiques en matière de conception et de construction pour garantir la sécurité et la durabilité de la structure. Cela inclut des mesures telles que le renforcement des éléments structuraux et l'utilisation de matériaux résistants aux sollicitations sismiques.

Le site de Thifrit, situé dans la wilaya de Béjaïa, présente des caractéristiques géologiques et topographiques qui influencent directement la conception parasismique du bâtiment. La zone de moyenne sismicité (zone IIa) nécessite une attention particulière aux détails de construction pour s'assurer que la structure peut absorber et dissiper l'énergie sismique de manière efficace, minimisant ainsi les risques de dommages structuraux.

En résumé, l'étude de ce bâtiment R+9 avec sous-sol à Akbou intègre une analyse rigoureuse des réglementations parasismiques en vigueur, en tenant compte de la classification sismique régionale et des exigences spécifiques liées à l'importance de l'ouvrage. Cela permet de garantir que la structure est non seulement conforme aux normes de sécurité, mais également capable de résister aux aléas sismiques potentiels de la région.

III. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivants :

1. Dimensions en élévation :

- Hauteur du RDC ----- 2.88 m
- Hauteur étage courant ----- 2.88 m
- Hauteur totale y compris l'acrotère ----- 29.32 m
- Hauteur sous-sol----- 4.14 m

2. Dimension en plan :

- Longueur en plan // X ----- 18.70 m
- Largeur en plan // Y ----- 9.00 m

IV. Eléments de l'ouvrage :

1. Ossature :

Le contreventement du bâtiment est constitué d'une ossature mixte composée de :

- **Poteaux et poutres** : Formant un système en portique dans les deux sens, transversal et longitudinal, ces éléments sont conçus pour supporter les charges et surcharges verticales, ainsi qu'une partie des charges horizontales.

- **Voiles en béton armé** : Disposés dans les deux sens, longitudinal et transversal, ces voiles assurent le contreventement du bâtiment, garantissant ainsi sa rigidité et sa stabilité.

2. Les planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment, jouant un rôle crucial dans la répartition des charges. Ils assurent la liaison entre les différents éléments

3. Fonction de résistance mécanique :

Verticaux tels que les murs, poteaux et voiles.

Les planchers, considérés comme rigides dans le plan horizontal, assurent le soutien et la transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.

4. Fonction d'isolation :

Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages. Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

5. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** : sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- **Les murs intérieurs** : sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

6. Les Revêtements :

○ Horizontal :

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

○ Vertical :

- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

- Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.

- Mortier de ciment pour les murs de façades.

7. Les escaliers :

Les escaliers sont essentiels dans les bâtiments à plusieurs niveaux, assurant la circulation verticale en toute sécurité et confort. Leur conception doit garantir une structure stable, capable de supporter des charges variables et conforme aux normes de sécurité pour minimiser les risques de chutes.

8. Les balcons :

Le bâtiment comporte des balcons en corps creux

9. L'acrotère :

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

10. Les Fondations :

Les fondations constituent l'élément situé à la base de la structure, assurant la transmission des charges et surcharges au sol grâce à leur liaison directe avec celui-ci. Le choix du type de fondation dépend de la nature du sol d'implantation, de l'importance de l'ouvrage et de la contrainte admissible du sol.

11. Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera menu d'une terrasse inaccessible réalisé en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 1% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermiques et limitant les déperditions, le nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé)

12. Mur de soutènement :

Sont des murs en béton armé. Leur rôle est de soutenir les terres

V. Réglementation utilisée :

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur, à savoir :

- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifié 99).
- Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99, modifié en 2003).
- Les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-2.2).
- Code béton armé (CBA 93).

VI. Caractéristique des matériaux utilisés :

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier.

1. Béton :

Le béton est un matériau composite largement utilisé dans le domaine de la construction. Il est constitué principalement de trois composants : un liant (généralement du ciment), des granulats (sable, gravier) et de l'eau.

Le béton du présent ouvrage sera conforme aux règles (BAEL 91 modifiées 99), et le (RPA 99 révisé 2003).

2. Résistance caractéristique du béton :

• *Résistance à la compression :*

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} . Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (**Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiée.99**).

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{MPa pour } f_{c28} \leq 40 \text{Mpa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} & \text{MPa pour } f_{c28} \geq 40 \text{Mpa} \end{cases}$$

Dans notre cas on prend $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$

3. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est définie par la relation suivante : (**Art A.2.1 .11 BAEL 91 modifiées 99**).

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{tj} = 0.6 + 0.06F c_{28} \dots \dots \dots \text{Si : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.} \\ \text{à } t = 28 \text{ j: } f_{t28} = 0,6 + 0.06 f_{c28} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa.} \\ \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

4. Contraintes limites du béton :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite du béton à l’ELU correspond à l’état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3.41, BAEL 91**) :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.17 \text{ Mpa} \dots \dots (ELU) \\ 18.48 \text{ Mpa} \dots \dots (ELA) \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d’éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

Le coefficient γ_b vaut :

- 1,5 en situation durable.
- 1,15 en situation accidentelle (SA).

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l’erreur faite en négligeant le fluage du béton.

- **État limite de service (ELS) :**

C’est l’état au-delà duquel les conditions normales d’exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites. On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d’ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).
- La contrainte de compression du béton est limitée par (**Art. A.4.5.2, BAEL 91**) :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{cj} \qquad \text{D’où} \qquad \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{28} = 15 \text{ [MPa]}$$

5. Contrainte limite ultime de cisaillement : (Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99) :

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} \text{ Avec :}$$

V_u : effort tranchant à L'ELU dans la section.

b : largeur de la section cisailée.

d : Position des aciers tendus. Avec : $d = 0.9h$

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min \left[\frac{0.2 * f_{28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right] = 3.33 \text{ Mpa} \dots \text{ pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_u = \min \left[\frac{0.15 * f_{cJ}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right] = 2.5\text{Mpa} \dots \text{ pour la fissuration préjudiciable.} \end{array} \right.$$

6. Module d'élasticité :

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

7. Module de déformation longitudinale instantanée : (art A-2.1.21 BAEL 91)

Sous des contraintes normales d'une durée inférieure à 24 h le module de déformation instantanée du béton égale à :

$$E_{ji} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cJ}} \Rightarrow E_{ji} = 32164,2 \text{ [MPa]}. \quad \text{Avec } f_{c28} = 25 \text{ [MPa]}.$$

8. Module de déformation différée : (Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99) :

Lorsque la contrainte normale appliquée est en longue durée, et afin de tenir compte de l'effort de fluage de béton on prend un module égal :

$$E_{ji} = 37000 * \sqrt[3]{f_{cJ}} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa} : \text{ (Art-2.1,2 BAEL 91).}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow E_{v28} = 10819 \text{ MPa.}$$

9. Module d'élasticité transversale :

Il est donné par la formule suivante : $G = \frac{E}{E(1+\nu)}$ [MPa].

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

ν : Coefficient de poisson.

$G = 0.4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0.5E$ pour le béton fissuré (ELU).

10. Coefficient de poisson (art A-213 BAEL 91 modifié99) :

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales. Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}, \text{ Il sera pris égal à :}$$

- $\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).
- $\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

11. Acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, conçu pour résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

12. Module d'élasticité :(art A 2.2.1 BAEL91) :

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000$ MPa.

Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

Les contraintes dans les aciers :

- **À ELU :**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par **:(art A 4.3.2 BAEL91) :**

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ avec : γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ pour le cas courant.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour le cas accidentel} \end{array} \right.$$

Tableau 1.Caractéristiques des aciers.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400$ Mpa	$\sigma_s = 348$ Mpa	$\sigma_s = 400$ Mpa

- **A l'ELS :**

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

- **Fissuration peu nuisible : (BAEL91 /Art 4-5-32) :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33) :**

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ Mpa}$$

• **Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :**

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 159,73 \text{ Mpa}$$

Diagramme des contraintes- déformations : (Art A.2.2.2/BAEL 91) :

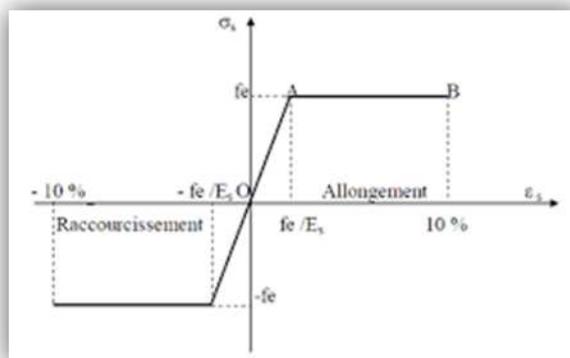


Figure 1. Diagramme des contraintes- déformations

13. Protection des armatures :

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adapte les valeurs suivantes : **(Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99).**

- **C ≥ 5 cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **C ≥ 3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **C ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

VII. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons détaillé la structure à analyser et identifié les différents éléments qui la composent, ainsi que les matériaux choisis pour sa construction. Cette présentation initiale pose les bases pour une étude plus approfondie dans le chapitre suivant, où nous effectuerons un prédimensionnement précis de chaque élément structurel.

Nous avons d'abord décrit les caractéristiques principales du bâtiment, en spécifiant les types de poteaux, poutres, dalles, voiles et autres composants essentiels. Ensuite, nous avons justifié le choix des matériaux, notamment le béton et l'acier, en fonction de leurs propriétés mécaniques et de leur adéquation aux exigences spécifiques du projet, telles que la résistance aux charges statiques et dynamiques, la durabilité, et la conformité aux normes de sécurité en vigueur.

L'objectif de ce travail préparatoire est d'assurer une solide compréhension des fondations sur lesquelles repose notre étude. En définissant clairement les éléments et les matériaux utilisés, nous nous préparons à aborder le prédimensionnement avec rigueur et précision. Ce processus de prédimensionnement est crucial pour garantir que chaque élément de la structure possédera une résistance adéquate, capable de supporter les sollicitations prévues et d'assurer la stabilité globale du bâtiment.

Ainsi, dans le chapitre suivant, nous appliquerons des méthodes de calcul rigoureuses pour déterminer les dimensions optimales des composants de la structure. Nous prendrons en compte les charges permanentes et variables, ainsi que les conditions environnementales spécifiques au site de construction. Cette approche méthodique nous permettra de proposer des solutions techniques robustes et sûres, répondant aux standards de qualité et de sécurité du domaine du génie civil.

En somme, cette présentation initiale constitue une étape fondamentale de notre étude, visant à garantir la fiabilité et la résistance de la construction à travers une analyse détaillée et une conception soigneusement planifiée.

CHAPITRE II

I. INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement de la superstructure consiste à proposer des dimensions à donner aux éléments d'une structure sur la base de certains règlements **BAEL91/99 CBA 93**, **RPA99/2003** et le **DTR**.

Mais après vérification des contraintes, ces dimensions peuvent être maintenues ou modifiées si elles répondent ou non aux divers sollicitations aux quelles la structure sera soumise.

II. Pré dimensionnement des éléments secondaire :

1. Les planchers :

L'étude des planchers revient à déterminer leurs épaisseurs, qui dépendent des conditions de résistance et d'isolation.

- **Plancher à corps creux :**

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et dalle de compression.

Son schéma explicatif est représenté sur (**Figure II.1**) Avec :

h_{cc} : hauteur du corps creux

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression

b_0 : largeur de la nervure de 8 à 12 cm

L_0 : distance entre axes des poutrelles

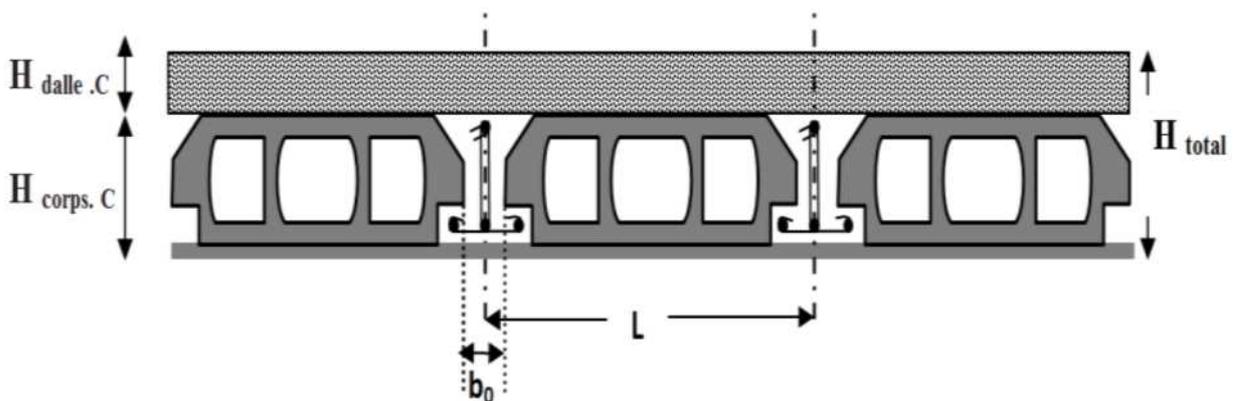


Figure 2. 1 : coupe d'un plancher a corps creux.

2. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers comme indiqué sur la (Figure II.2)

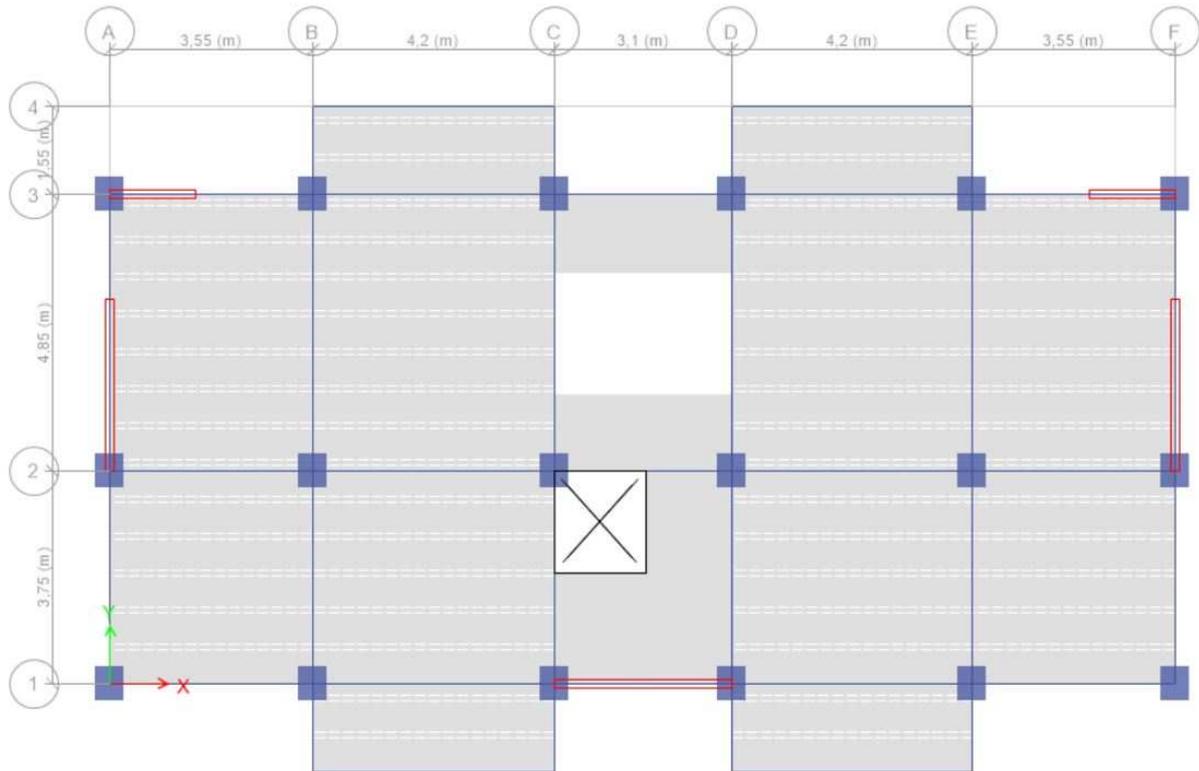


Figure 2. 2 : disposition des poutrelles.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par (art-6.8.4.2.4 du CBA 93)

$$h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$$

L_{max} : la portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis

h_t : hauteur total du plancher

$$L_{max} = 420 - 30 = 390 \rightarrow = 17.33 \text{ cm} \rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher de (16+4) cm

3. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T préfabriquées en béton armé ou coulées sur place destinées à transmettre les charges verticales aux poutres.

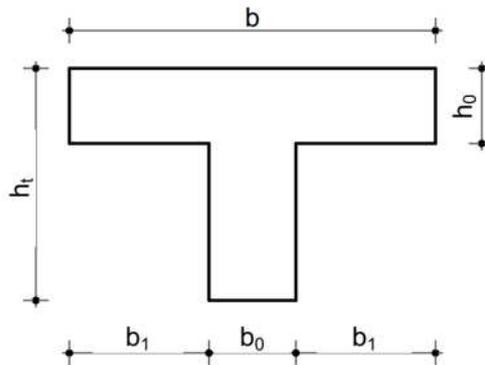


Figure 2. 3 : coupe transversale d'une poutrelle.

b : largeur efficace

h_t : hauteur du plancher

b_0 : largeur de la nervure

h_0 : hauteur de la dalle de compression

On opte pour $b_0=10\text{cm}$

b est déterminé à partir de l'expression :

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

L_x : distance entre nus des deux poutrelles

L_y : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L_x=65-10=55 \text{ cm}$$

$$L_y=355-30=325 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8)h_t \rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 19.2) \rightarrow \text{soit } b_0=10\text{cm}$$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \rightarrow b \leq \min\left(2*\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) + b_0\right)$$

$$b \leq \min(55) \text{ cm} \rightarrow b \leq 55\text{cm}$$

On opte pour $b = 65\text{cm}$

• Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton arme qui dépend de nombre d'appuis sur lesquelles elle repose. Son dimensionnement dépend de trois critères :

1. Critères de résistance à la flexion : RPA99/2003

- Pour une dalle sur un seul ou deux appuis $\rightarrow e \geq \frac{l_x}{20}$
- Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4 \rightarrow \frac{l_x}{35} < e < \frac{l_x}{30}$
- Pour une dalle sur trois appuis ou 4 appuis avec $\rho \geq 0.4 \rightarrow \frac{l_x}{45} < e < \frac{l_x}{40}$

2. Critères de résistance au feu : CBA93

- 1h de coup de feu $\rightarrow e \geq 7\text{cm}$
- 2h de coup de feu $\rightarrow e \geq 11\text{cm}$
- 3h de coup de feu $\rightarrow e \geq 14\text{ cm}$
- 4h de coup de feu $\rightarrow e \geq 17.5\text{ cm}$

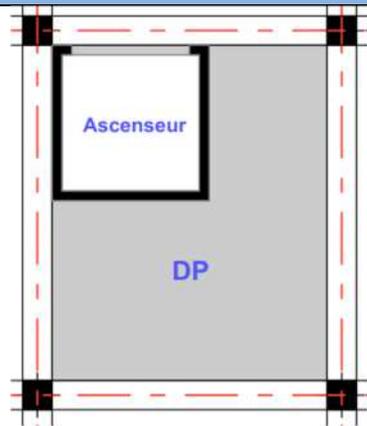
3. Isolation phonique : CBA93

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

4. Dimensionnement des dalles pleines :

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau ci après :

Tableau 1. 1 : Type de dalles

Type	Appuis	Schéma	L_x (m)	ρ	e (cm)
<i>1</i>	4		2.80	0.81	$6.22 < e < 7$

5. Analyse et interprétation des résultats :

La dalle pleine ne satisfaisant pas les deux conditions du CBA93 à savoir :

- a- Critères de résistance au feu : CBA93

2h de coup de feu → $e \geq 11\text{cm}$condition non vérifiée

b- Isolation phonique : CBA93

$e \geq 14\text{cm}$condition non vérifiée

Donc on opte pour une épaisseur $e=15\text{ cm}$, une valeur qu'on généralisera pour toutes les panneaux de dalle pleine.

6. Pré dimensionnement des escaliers :

Pour garantir le bon fonctionnement et le confort d'utilisation de l'escalier, on doit répondre aux conditions suivantes :

- La hauteur h des contres marches se situe entre 14 et 18 cm
- La largeur g de la marche (giron) se situe entre 25 et 32 cm
- La formule empirique de BLONDEL : $59\text{ cm} \leq g + 2h \leq 64\text{ cm}$

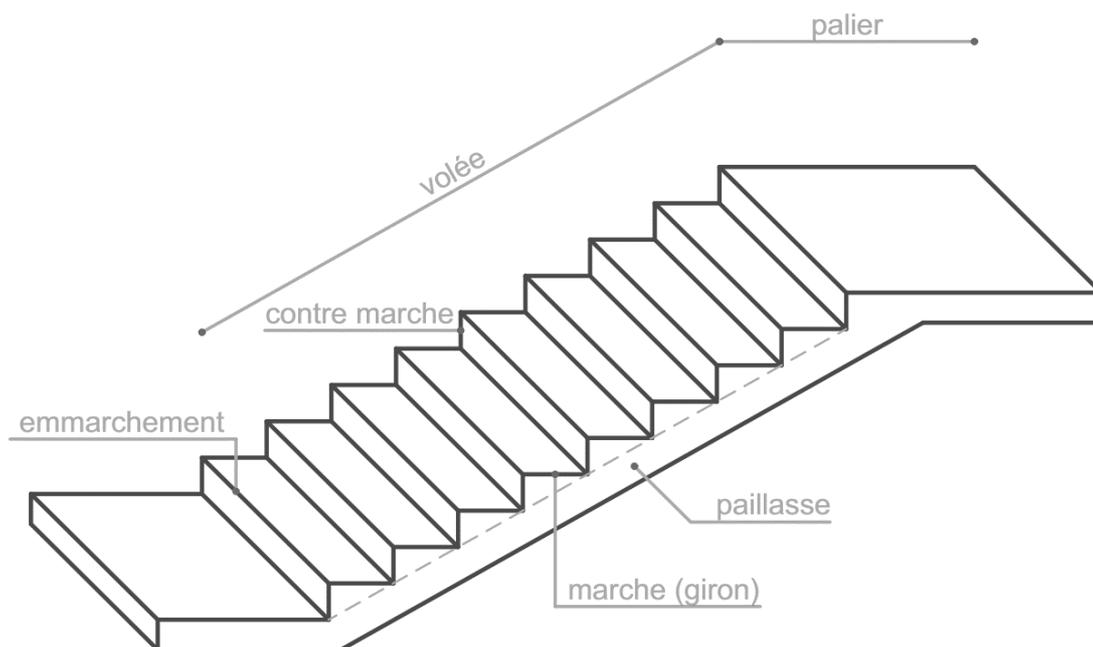


Figure 1. Perspective illustrative d'un escalier.

$$g = L / (n-1) \text{ et } h = H/n$$

Avec :

L : projection horizontale de la paillasse.

n : nombre de contre marche $n = H / h$.

g : largeur de la marche.

h : hauteur de la contre marche.

H : hauteur entre deux niveaux consécutifs (hauteur à franchir).

Soit : $g = 30\text{cm}$ et $h = 18\text{cm}$

7. Les types des escaliers :

Nous avons un seul type d'escaliers dans notre bâtiment :

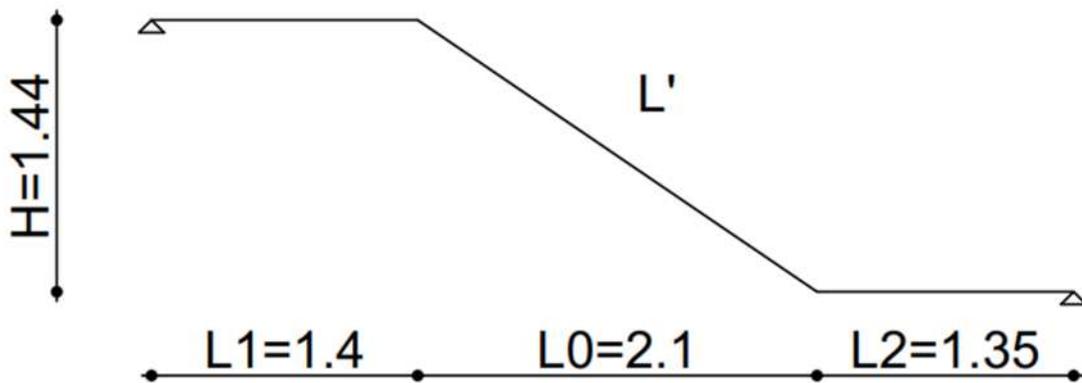


Figure 2. Schéma statique d'escalier.

- Pré dimensionnement

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

$$L = L' + L_1 + L_2$$

$$L' = \sqrt{H^2 + L_0^2} = 2.55 \text{ m}$$

$$L = 2.55 + 1.4 + 1.35 = 5.3 \text{ m}$$

Donc : $17.66 \leq e \leq 26.5$ soit : $e = 20 \text{ cm}$

8. Acrotère

L'acrotère est considéré comme une console vertical encastree au plancher terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations d'eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Il sert aussi à l'acrotère des matériaux de travaux d'entretiens des bâtiments.

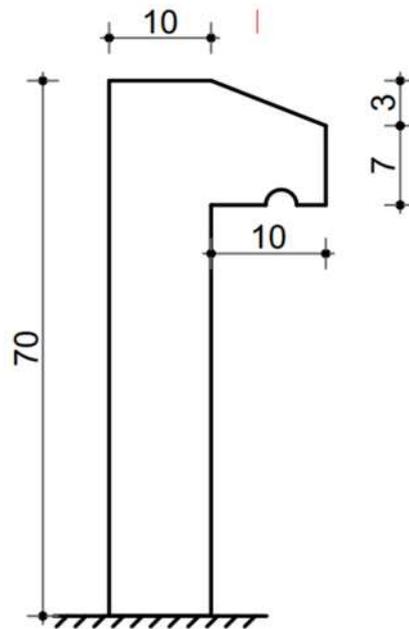


Figure 3.coupe transversale de l'acrotère.

La surface de l'acrotère :

$$S = \left(3 \times \frac{10}{2}\right) + 7 \times 10 + 10 \times 70 = 785 \text{ cm}^2$$

Le poids propre de l'acrotère : $S \times 25 = 0.0785 \times 25 = 1.9625 \text{ Kn/ml}$

Le poids de l'enduit en ciment : $p \times 0.1 \times e$

Pour $e = 1.5 \text{ cm}$ et

P : le périmètre de l'acrotère = 1.074 m

$$G = 1.074 \times 0.1 \times 1.5 = 2.1236 \text{ Kn/ml}$$

$$G = 2.1236 \text{ Kn/ml}$$

III. Pré dimensionnement des éléments principaux

1. Pré dimensionnement des poutres :

Selon la condition de la flèche (CBA93) la hauteur des poutres est donnée par la relation suivante :

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

Avec :

L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis.

h: hauteur de la poutre.

- **Poutres principales (PP) :**

$$L_{\max} = 485 - 30 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{455}{15} = 30.33 \text{ cm} \leq h \leq \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h = 40 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}}$$

- **Poutres secondaire (PS) :**

$$L_{\max} = 420 - 30 = 390 \text{ cm}$$

$$\frac{390}{15} = 26 \text{ cm} \leq h \leq \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h = 30 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}}$$

- **Poutres palier (Pp) :**

$$\frac{310}{15} = 20,5 \text{ cm} \leq h \leq \frac{310}{10} = 31 \text{ cm} \quad \text{Soit } \mathbf{h = 30 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}}$$

- **Vérifications des conditions du (RPA99/2023, Art/7.5.1)**

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$

- $h / b \leq 4.0$

- $b_{\max} \leq 1.5 + b_1$

Avec h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

L'ensemble des vérifications à effectuer pour les différentes poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 1. vérification des sections des poutres vis-à-vis des conditions de RPA.

Désignations	PP	PS	Observation
Hauteur cm	$40 \geq 30\text{cm}$	$30 \geq 30\text{cm}$	Vérifiée
Largeur cm	$30 > 20\text{cm}$	$30 > 20\text{cm}$	Vérifiée
Hauteur/Largeur	$1.33 < 4.0$	$1 < 4.0$	Vérifiée

2. Pré dimensionnement des Voiles :

D'après le **RPA99/2023, Art/7.7.1** les voiles sont considérés comme telle si les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$

Avec :

L : la longueur du voile

a : l'épaisseur du voile

h_e : la hauteur libre de l'étage

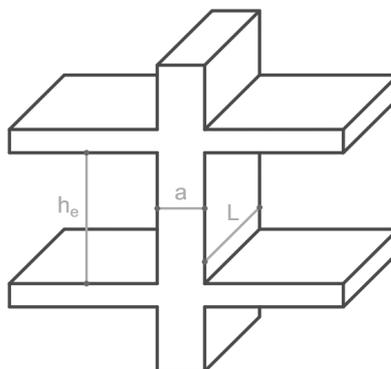


Figure 4. Coupe de voiles en élévation

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la (**Figure 8**).

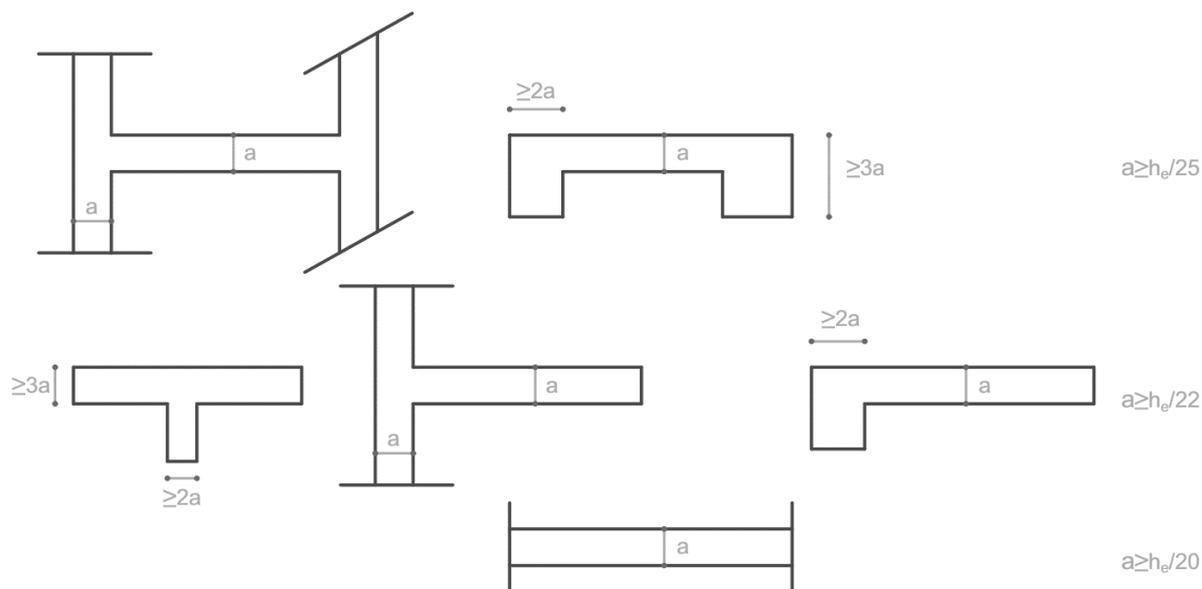


Figure 5. Coupes de voile en plan

Chapitre II pré dimensionnement des éléments

Pour ce chapitre on prend la condition suivante :

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

Pour le étage courant :

$$h_e = 288 - 30 = 258 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{258}{20} = 12.9 \text{ cm} \quad \text{Soit } e = 15 \text{ cm}$$

Pour les autres niveaux les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 2.dimension des voiles au différent niveaux

Niveau	h_e (cm)	e_{cal} (cm)	e_{adop} (cm)
<i>Sous-sol</i>	384	29.2	20
<i>1^{er} au 10^{eme} Etage</i>	258	12.9	15

3. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon 3 critères :

- 1- Critères de résistance
- 2- Critères de la stabilité de forme (flambement)
- 3- Vérification des conditions de RPA99/2003
- 4- Sollicitation normales CBA

Le poteau que on va étudier est le poteau le plus sollicité c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal, pour cela on a suspecté le poteau **B4**

On fixera les dimensions de coffrage des poteaux préalable comme suit :

Tableau 3.Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Étages	Section (cm ²)	Hauteur (m ²)	Poids (KN)
<i>Sous-sol</i>	50×60	4.14	31,80
<i>RDC, 1^{er} étage</i>	50×60	2.88	21,60
<i>2^{eme} et 3^{eme} étage</i>	45×55	2.88	17,88
<i>4^{eme}, 5^{eme} étage</i>	50×40	2.88	14,50
<i>7^{eme}, et 6^{eme} étage</i>	45×35	2.88	11,46
<i>8^{eme} et 9^{eme} étage</i>	40×30	2.88	8,76

Avec le poids = $\rho \times b \times h \times H$ et $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

4. Evaluation des charges et surcharges

L'évaluation des charges de chaque élément permettra de faire la descente de charges sur les poteaux afin de les dimensionner. Les résultats sont résumés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau 4.Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à Corps creux.

Désignation	e (cm)	γ (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons roulés	5	0.2	1
Étanchéité multicouche	2	0.06	0.12
Isolation thermique	4	4	0.16
Plancher à corps creux	20	/	2.85
Enduite de plâtre	2	0.1	0.2
Forme de pente	10	0.22	2.20
Charge permanente G	6.53 (KN/m ²)		
Charge d'exploitation Q	1 (KN/m ²)		

Tableau 5.Évaluation des charges dans le plancher étage courant à Corps creux.

Désignation	γ (KN/m ² /cm)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Cloison légère	9Kn/m ³	10	1
Carrelage	0.2	2	0.4
Mortier de pose	0.2	2	0.4
Lit de sable	0.18	3	0.54
Cc	/	20	2.85
Enduit de plâtre	0.1	2	0.2
G Charge permanente	5.39 (KN/m ²)		
Q étage Courant	1.5 (KN/m ²)		
Q étage Commercial	5 (KN/m ²)		
Q étage Balcon	3.5 (KN/m ²)		

Tableau 6.Évaluation des charges sur les dalles pleine (terrasse inaccessible).

Désignation	γ (KN/m ² /cm)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons roulés	0.2	5	1
Étanchéité multicouche	0.06	2	0.12
Isolation thermique	4	4	0.16
Forme de pente	0.22	10	2.2
Enduite de plâtre	0.1	2	0.2
Dalle pleine	0.25	15	3.75
G Charge permanente	7.43 (KN/m ²)		
Q Charge d'exploitation	1 (KN/m ²)		

Chapitre II pré dimensionnement des éléments

Tableau 7.Évaluation des charges sur les dalles pleine (étage courant).

Désignation	γ (KN/m ² /cm)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
<i>Cloison légère</i>	9Kn/m^3	10	1
<i>Carrelage</i>	0.2	2	0.4
<i>Mortier de pose</i>	0.2	2	0.4
<i>Lit de sable</i>	0.18	3	0.54
<i>Dalle pleine</i>	0.25	15	3.75
<i>Enduit de plâtre</i>	0.1	2	0.2
G Charge permanente	$6.29 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		
Q étage Courant	$1.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		
Q au niveau de l'ascenseur	$2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		
Q Balcon a dalle pleine	$3.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		

Tableau 8.Évaluation des charges sur la volée.

Désignation	e (cm)	γ (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
<i>Paillasse</i>	20	$25/\cos(\alpha)$	5.83
<i>Marche</i>	/	25	2.14
<i>Mortier horizontale</i>	2	20	0.4
<i>Mortier verticale</i>	2	$22 \times h/g$	0.26
<i>Carrelage (marche)</i>	2	20	0.4
<i>Carrelage (contre marche)</i>	2	$20 \times h/g$	0.24
<i>Enduit en ciment</i>	2	$18/\cos(\alpha)$	0.42
Charge permanente G	$9.69 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		
Charge d'exploitation Q	$2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		

Tableau 9.Évaluation des charges sur le palier.

Désignation	e (cm)	γ (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
<i>Dalle en béton</i>	20	25	5
<i>Mortier de pose</i>	2	20	0.4
<i>Lit de sable</i>	2	18	0.36
<i>Enduit ciment</i>	2	20	0.36
<i>Carrelage</i>	2	20	0.4
Charge permanente G	$6.52 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		
Charge d'exploitation Q	$2.5 \text{ (KN/m}^2\text{)}$		

Tableau 10.Évaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation	γ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
<i>Brique creuse</i>	9	15+10	2.25
<i>Enduit ciment</i>	18	1.5	0.27
<i>Enduit plâtre</i>	10	1.5	0.15
<i>Charge permanente G</i>	2.67 (KN/m ²)		

5. Décote de charges :

a) La loi de dégression des charges :

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes à partir du haut du bâtiment (dernier niveau vers le premier).

Sous le niveau 12 : Q0

Sous le niveau 11 : Q0 + Q1

Sous le niveau 10 : Q0 + 0.95*(Q1+ Q2)

Sous le niveau 09 : Q0+ 0.90*(Q1+ Q2+ Q3)

Sous le niveau 08 : Q0+ 0.85*(Q1+ Q2+ Q3+ Q4)

Sous le niveau 07 : Q0+ 0.80*(Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5)

Remarque : à partir de n>5 la loi de dégression des charges devient :

$$Q0 + \frac{3+n}{2n} * (Q1 + Q2 + \dots + Qn)$$

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

Sous le niveau 06 : Q0+ 0.75*(Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6)

Sous le niveau 05 : Q0+ 0.714*(Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7)

Sous le niveau 04 : Q0+ 0.687*(Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5+ Q6+ Q7+ Q8)

Sous le niveau 03 : Q0+ 0.667*(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+ Q9)

Sous le niveau 02 : Q0+ 0.65*(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+ Q9+Q10)

Sous le niveau 01 : Q0+ 0.636*(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+ Q9+Q10) + Q11

Selon l'article 6.2 du DTR B.C.2.2 les locaux commerciaux ne seront pas comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, pour cela ils seront pris en compte sans abattement.

Le schéma suivant illustre les efforts N de (N₁...N_n) et les charges d'exploitations Q de (Q₀...Q_n)

IV. Pré dimensionnement de poteau B4

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon les règles du **BAEL91 (art B.8.4.1)**. Une fois la résistance à la compression est vérifiée, ces poteaux doivent répondre aux critères et recommandations du **RPA99V2003**. Les dimensions supposées des poteaux, elles sont fixées après la descente de charges.

1. Les surfaces afférentes

Surfaces afférentes de poteau **B4** illustré dans la figure qui suit :

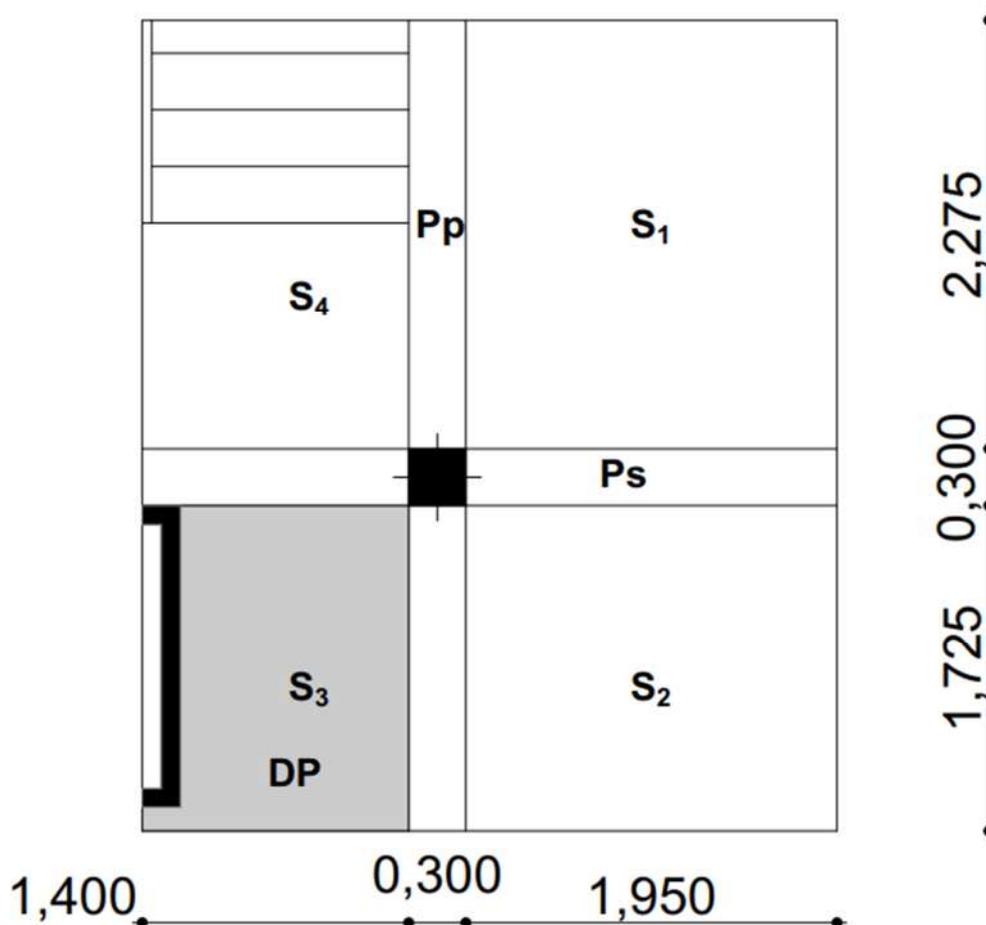


Figure 6.vue en plan du poteau le plus sollicité B4

2. Charges permanente

• Poids des poutres

$$P_p = (1,4 \times 1,725) \times (0,3 \times 0,3) \times 25$$

$$P_p = 5,43 \text{ KN}$$

$$P_{TI} = P_{EC} = 17,21 \text{ KN}$$

- **Poids des planchers**
- **Cage d'ascenseur**

$$P_{ACse} = G_{TI} \times S_G$$

$$P_{CAsc} = (1,4 \times 1,725) \times 7,43$$

$$P_{CAsc} = 17,94 \text{ KN}$$

- **Terrasse inaccessible**

$$P_{TI} = G_{EC} \times (S_1 + S_2 + S_3) + (G_{DP} \times S_{DP})$$

$$P_{TI} = 89,68 \text{ KN}$$

- **Etage courant**

$$P_{EC} = G_{EC} \times (S_1 + S_3) + (G_{palier} \times S_{palier}) + (G_{volée} \times S_{volée}) + (G_{DP} \times S_{DP})$$

$$P_{EC} = 82,80 \text{ KN}$$

Poids murs extérieur

Terrasse inaccessible

$$P_{mur} = 25,32 \text{ KN}$$

- **Etage courant**

$$P_{mur} = l_{mur} \times G_{mur} \times H_{mur} = 15,67 \text{ KN}$$

3. Charges exploitation sur les planchers :

- **Terrasse inaccessible**

$$Q_{TI} = 14,67 \text{ KN}$$

- **Etage courant**

$$Q_{EC} = 26,58 \text{ KN}$$

- **Plancher cage ascenseur**

$$Q_{CAsc} = 2,42 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge seront résumés dans le tableau suivant :

Chapitre II pré dimensionnement des éléments

Tableau 11.Descente de charge du poteau B4.

Niveau	Elément	G(KN)	Q(kn)
12	<i>Plancher cage ascenseur</i>	17,98	2,42
	<i>Poutres</i>	8,33	
	<i>Poteau</i>	8,76	
		34,95	2,42
11	<i>N12</i>	34,95	14,67
	<i>Plancher TI</i>	71,7	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	8,76	
	<i>Cloisons</i>	25,32	
		160,15	17,09
10	<i>N11</i>	160,15	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	8,76	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
		286,8	41,6075
9	<i>N10</i>	286,8	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	11,46	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
		413,45	63,467
8	<i>N9</i>	413,45	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	11,46	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
		542,8	90,372
7	<i>N8</i>	542,8	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	14,50	
	<i>Poteau cloisons</i>	11,34	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
		672,15	106,32
6	<i>N7</i>	672,15	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	14,50	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
		801,5	119,61

5	<i>N6</i>	801,5	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	17,88	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
		933,91	132,84684
4	<i>N5</i>	933,91	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	17,88	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
		1066,32	146,08368
3	<i>N4</i>	1066,32	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	21,60	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
		1198,73	159,55974
2	<i>N3</i>	1198,73	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	21,60	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
		1334,56	172,77
1	<i>N2</i>	1334,56	26,58
	<i>Plancher E.C</i>	82,8	
	<i>Poutres</i>	19,54	
	<i>Poteau</i>	31,80	
	<i>Cloisons</i>	15,67	
<i>Somme</i>		1478,19	185,95368
$N_u = 1,35G + 1,5Q$			2274,49

Remarque :

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

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

Chapitre II pré dimensionnement des éléments

Le poteau est un poteau central et le bâtiment composé de deux travées donc l'effort de compression ultime N_u doit être majoré de 15% alors :

$$N_u^* = 1.15 \times 2274,49 = 2615,66 \text{ KN}$$

4. Les vérifications nécessaires :

a) Vérification à la compression simple

On doit vérifier que :

$$B \geq N_u / f_{bu}$$

Avec :

B : Section du poteau prise au pré dimensionnement

N_u^* : Effort normal à la base du poteau majoré de 10%

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 12. Résultats des vérifications à la compression simple du poteau B4.

Niveau	N^* (kN)	$B^{\text{adopté}}$ (m ²)	$B^{\text{calculé}}$ (m ²)	Observation
<i>8^{eme} et 9^{eme} étage</i>	751,03	0,12	0,053	Vérifiée
<i>7^{eme}, et 6^{eme} étage</i>	1450,66	0,15	0,102	Vérifiée
<i>4^{eme}, 5^{eme} étage</i>	2136,27	0,2	0,15	Vérifiée
<i>2^{eme} et 3^{eme} étage</i>	2369,27	0,24	0,167	Vérifiée
<i>RDC, 1^{er} étage</i>	2369,93	0,24	0,167	Vérifiée
<i>Sous-sol</i>	2615,66	0,24	0,184	Vérifiée

b) Vérification de la stabilité de forme :

D'après le **CBA93** on doit vérifier :

$$N_u^* \leq \alpha \times \frac{B_r \times f_{c25}}{(0.9 \times \gamma_s)} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s}$$

α : Coefficient en fonction de l'élanement

Si $\alpha =$ si $0 < \lambda < 50 \dots \dots \dots \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2(\lambda/35)^2}$

Si $50 < \lambda < 70 \dots \dots \dots \alpha = 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2$

Avec : $\lambda = \frac{l_f}{i}$

et $l_f = 0.7 * l_0$: la longueur de flambement

Chapitre II pré dimensionnement des éléments

I rayon de giration : $i = \frac{\sqrt{I}}{B}$ et $I = \frac{hb^3}{12}$

Et selon le BAEL : $As/Br \in (0,8\% ; 1,2\%)$

On prend :

$As/Br = 1\%$

Donc on aura :

$$B_r^{cal} \geq \frac{N_u^*}{(\alpha \times (25/(0.9 \times 1.5)) + 400/(100 \times 1.15))}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Tableau 13. Résultats des vérifications au flambement du poteau B4.

Niveau	Lo	Lf (m)	λ	α	N*(kN)	Br	Br (m ²)	Observation Br > Br _{calculé}
8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage	2,88	2,016	17,459	0,81	751,03	0,278	0,042	Vérifiée
7 ^{eme} , et 6 ^{eme} étage	2,88	2,016	15,519	0,818	1450,66	0,228	0,08	Vérifiée
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	2,88	2,016	13,967	0,824	2136,27	0,182	0,117	Vérifiée
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	2,88	2,016	12,698	0,828	2369,27	0,142	0,129	Vérifiée
RDC, 1 ^{er} étage	2,88	2,016	18,253	0,806	2369,93	0,106	0,133	Vérifiée
Sous-sol	4,14	2,898	16,732	0,813	2615,66	0,278	0,145	Vérifiée

c) Vérification des conditions de RPA99/2003.

Selon le RPA99/2003 Art 7.4.1 :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$en zone I et II
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$en zone III
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} < 4$

La section minimale des poteaux est de (30x30) situe en zone II

- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$Condition vérifiée
- $\text{Min}(b_1, h_1) = 30 \geq \frac{h_e}{20} = 13.55 \text{ cm}$Condition vérifiée
- $1/4 < \frac{b_1}{h_1} = 1 < 4$Condition vérifiée

Pour les résultats des poteaux des autres étages seront résumés dans le tableau suivant :

- **Analyse et interprétation des résultats :**

Tous les poteaux vérifiées la condition de flambement donc pas de risque à ce niveau.

V. Conclusion :

Les dimensions prise pour les différent élément sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau 14.Tableau récapitulatif des dimensions des éléments.

Les éléments		Dimensions
<i>Les voiles</i>		<i>15 cm et 20 cm</i>
<i>Les escalier</i>		<i>20 cm</i>
<i>Poutre principales</i>		<i>40 X 30 cm²</i>
<i>Poutre secondaires</i>		<i>30 X 30 cm²</i>
<i>Dalle pleines</i>		<i>15 cm</i>
<i>Plancher à corp creux</i>		<i>16+4 cm</i>
<i>Poteau</i>	<i>Sous-sol</i>	<i>50×60</i>
	<i>RDC, 1^{er} étage</i>	<i>50×60</i>
	<i>2^{eme} et 3^{eme} étage</i>	<i>45×55</i>
	<i>4^{eme}, 5^{eme} étage</i>	<i>50×40</i>
	<i>7^{eme}, et 6^{eme} étage</i>	<i>45×35</i>
	<i>8^{eme} et 9^{eme} étage</i>	<i>40×30</i>

CHAPITRE III

I. Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante.

I.1 Etude des planchers :

I.1.1 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est le plus utilisé dans les bâtiments courants dont la charge d'exploitation n'est pas très importante (généralement $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$) tel que les bâtiments d'habitation, bureau,).

I.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

- **Méthode de calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

I.2.1 Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle :

- A l'ELU : $Q_U = 1,3G + 1,5Q$
- A l'ELS : $Q_S = G + Q$

$$P_u = l_0 * q_u \rightarrow l_0 = 0.65m$$

Tableau 1. Les Charges transmises sur le plancher et sur la poutrelle

A	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	ELU		ELS	
			qu (kn/m)	pu (kn/m)	qs (kn/m)	ps (kn/m)
<i>Terrasse inaccessible</i>	6.53	1	10.32	6.7	7.53	4.9
<i>Etage courant Rdc Sous-sol</i>	5.39	1.5	9.53	6.19	6.39	4.15

I.2.2 Types de poutrelles :

Tableau 2. Types de poutrelles

Type	Schéma
Type 1	
Type 2	
Type 3	

I.2.3 Calcul des sollicitations :

Exemple de calcul :

Choix de la méthode de calcul :

Les conditions d'applications de la méthode forfaitaire :

- $1.5 \leq \min(5 \text{KN/m}^2 ; 2 \cdot 5 \cdot 3.9) \rightarrow 1.5 < \min(5 \text{ KN/m} ; 10.78 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots$ vérifié.
- $0.8 \leq \frac{3.1}{4.2} = 0,74 \leq 1.25 \dots\dots\dots$ Non vérifié.
- Fissuration peut nuisible..... Vérifié.
- Inertie (I) constante Vérifié.

On voit que les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas satisfaites, alors on applique donc la méthode de Caquot minoré.

Pour le calcul des moments aux appuis on doit minorer la charge permanente G de 2/3 donc :

- $G' = G \cdot 2/3 = 4,35 \text{ KN}$
- $P' = \begin{cases} \text{ELU} = 4.79 \text{ KN/m} \\ \text{ELS} = 3.477 \text{ KN/m} \end{cases} \dots\dots\dots$ TI
- $G' = G \cdot 2/3 = 3.59 \text{ KN}$
- $P' = \begin{cases} \text{ELU} = 4.61 \text{ KN/m} \\ \text{ELS} = 3.31 \text{ KN/m} \end{cases} \dots\dots\dots$ EC

Moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{pxl^2}{8}$$

$$ELU : M_{0U} = \frac{4,79 \cdot 3,55^2}{8} = 7,55 \text{ KN.m}$$

$$ELS : M_{0S} = \frac{3,48 \cdot 3,55^2}{8} = 5,48 \text{ KN.m}$$

Appuis de rive (A) et (F)

$$M_A = M_F = -0,15M_0 \begin{cases} ELU = -1,13 \text{ KN.m} \\ ELS = -0,82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaire 'B' :

$$L'd = 3,36 \text{ m} ; L'g = 3,55 \text{ m} ;$$

$$P_U = 4,795 \text{ kn/m} , P_S = 3,48 \text{ kn/m}$$

$$M_B = \frac{p'(l'g^3 + l'd^3)}{8.5(l'g + l'd)} = \begin{cases} ELU = -6.749 \text{ KN.m} \\ ELS = -4.898 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaire 'C':

$$L'g = 3.36 \text{ m} ; L'd = 2.48 \text{ m}$$

$$M_C = \frac{p'(l'g^3 + l'd^3)}{8.5(l'g + l'd)} = \begin{cases} ELU = -5.138 \text{ KN.m} \\ ELS = -3.729 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaire 'D':

$$L'g = 2.44 \text{ m} ; L'd = 2.45 \text{ m}$$

$$M_D = \frac{p'(l'g^3 + l'd^3)}{8.5(l'g + l'd)} = \begin{cases} ELU = -5.138 \text{ KN.m} \\ ELS = -3.729 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appuis intermédiaire 'E':

$$L'g = 2.48 \text{ m} ; L'd = 3.36 \text{ m}$$

$$M_E = \frac{p'(l'g^3 + l'd^3)}{8.5(l'g + l'd)} = \begin{cases} ELU = -6.749 \text{ KN.m} \\ ELS = -4.898 \text{ KN.m} \end{cases}$$

I.2.4 Calcul des moments en travées :

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante :

$$M(X) = M_0 + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{pu \cdot x}{l} (L - x)$$

$$M(x) = \frac{pu \cdot x}{2} (L - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} - \left[\frac{M_g - M_d}{l \cdot pu} \right]$$

$$M_{\max}^l = M(x_0)$$

- **Travée AB** : $L = 3,55$ m

$$x_0 = 1,491$$
 m

$$q_u = 6,7 \text{ kn/m} \quad q_s = 4,9 \text{ kn/m}$$

$$\text{ELU } M_0 = 10,55 \text{ kn m}$$

$$\text{ELU } M_{TAB} = 7,457 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS } M_0 = 7,72 \text{ kn m}$$

$$\text{ELS } M_{TAB} = 5,457 \text{ kn.m}$$

- **Travée BC** : $L = 4,05$ m

$$x_0 = 2,157$$
 m

$$\text{ELU } M_0 = 13,74 \text{ kn m}$$

$$\text{ELU } M_{TBC} = 8,852 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS } M_0 = 10,05 \text{ kn m}$$

$$\text{ELS } M_{TBC} = 6,488 \text{ kn.m}$$

- **Travée CD** : $L = 2,95$ m

$$x_0 = 1,55$$
 m

$$\text{ELU } M_0 = 7,29 \text{ kn m}$$

$$\text{ELU } M_{TCD} = 2,916 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS } M_0 = 5,33 \text{ kn m}$$

$$\text{ELS } M_{TCD} = 2,151 \text{ kn.m}$$

- **Travée DE** : $L = 4,05$ m

$$x_0 = 2,043$$
 m

$$\text{ELU } M_0 = 13,74 \text{ kn m}$$

$$\text{ELU } M_{TDE} = 2,916 \text{ kn.m}$$

ELS $M_0 = 10.05 \text{ kn m}$

ELS $M_{TDE} = 2.151 \text{ kn.m}$

- Travée EF : $L = 3.4 \text{ m}$

$x_0 = 2,059 \text{ m}$

ELU $M_0 = 9.68 \text{ kn m}$

ELU $M_{TEF} = 7,457 \text{ kn .m}$

ELS $M_0 = 7.08 \text{ kn m}$

ELS $M_{TEF} = 4,457 \text{ kn.m}$

I.2.5 Les efforts tranchants :

A L'ELU :

$$V_A = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li}$$

$$V_B = -\frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li}$$

$$V_A = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots V_A = 10 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots V_B = -13.803 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots V_B = 14,464 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots V_C = -13,697 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots V_C = 10.393 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots V_D = -10.343 \text{ KN}$$

$$V_D = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Md - Mg}{li} \dots\dots\dots V_D = 13,697 \text{ KN}$$

$$V_E = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Mc}{li} \dots\dots\dots V_E = -14,464 \text{ KN}$$

$$V_E = \frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Mc}{li} \dots\dots\dots V_E = 13.803 \text{ KN}$$

$$V_F = -\frac{pu \cdot li}{2} - \frac{Mc}{li} \dots\dots\dots V_F = -10 \text{ KN}$$

I.2.6 Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles :

Les résultats des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.Sollicitations des différents types de poutrelles

		Mt (kn.m)		Ma ^{inte} (kn.m)		Ma ^{rive} (kn.m)		Vmax (kn)
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
T1	E.C	7.943	5.78	-6.497	-4.66	-1.089	-0.782	-13.372
	T.I	8.852	6.488	-6.749	-4.898	-1.13	-0.82	-14.464
T2	E.C	10.45	7.56	-8.192	-5.926	-2.05	-1.48	-14.954
	T.I	11.089	8.095	-8.871	-6.476	-2.22	-1.62	-16.193
T3	E.C	17,95	12,74	-	-	-2,69	-1,91	17.094
	T.I	14.79	10.68	-	-	-2.22	-1.617	14.091

I.2.7 Calcul du ferrailage :

Dans ce qui suit, on présente un exemple de calcul de ferrailage des poutrelles :

Exemple de calcul

E.C :

$M_t^{max}=17.95 \text{ kn.m}$, $b_0=10 \text{ cm}$, $b= 65 \text{ cm}$, $h= 20 \text{ cm}$, $d= 18 \text{ cm}$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d F_{bu}} = \frac{17,95}{0.65 \cdot 0.18^2 \cdot 14.17 \cdot 10^3}$$

$$\mu_{bu} = 0.0601 < 0.186 \text{ pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z_{fst}} \rightarrow A = 2.64 \text{ cm}^2$$

I.2.8 Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t \min} = 0.23 b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}$$

$A_{t \min} < A_{\text{calculé}} \rightarrow$ on ferraille avec A calculé

Aux appuis :

$M_a^{max} = 8.871 \text{ kn}$

$$\mu_{bu} = \frac{8.871 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.17} = 0.193 > 0.186$$

Si : $\mu_{bu} > \mu_l = A'$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_l}$$

$$\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.15 \times 200000} = 1.739 \cdot 10^{-3}$$

$\mu_L = 0.39 > \mu_{bu} = 0,193$ donc $A' = 0$

$$A = \frac{M_u}{Z_{fst}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.271$$

$z = d(1 - 0.4\alpha) = 16.04 \text{ cm}$

$$A = \frac{8.871 \cdot 10}{Z \cdot 348} = 1.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Appuis intermédiaires : $A = 1,59 \text{ cm}^2 \rightarrow 1HA12 + 1HA10 = 1.92 \text{ cm}^2$

Appuis de rive : $A = 0.76 \text{ cm}^2 \rightarrow 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$

En Travée : $A = 2.64 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA10 + 1HA12 = 2.7 \text{ cm}^2$

Tableau 4. résumé de ferrailage longitudinal et transversal des poutrelles

Plancher		Ferrailage longitudinale			Ferrailage transversal	
		Acalculé (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	At (cm ²)	Espacement St (cm)
EC	Travée	2,64	1.41	2HA10+1HA12=2.7	0,55	15
	Appuis rive	0.76	0.22	1HA10=0.79		
	Appuis intermédiaire	1.59	1,19	1HA12+1HA10=1.92		
TI	Travée	2,4	1.19	2HA12=2.26		
	Appuis rive	0.76	0.22	1HA10=0.79		
	Appuis intermédiaire	1.59	1,19	1HA12+1HA10=1.92		

I.3 Ferrailage de la dalle de compression :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow 5\emptyset 6 \text{ pm} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2 \rightarrow 4\emptyset 6 \text{ pm} = \mathbf{1.13 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification nécessaire :**

L'ELU :

contrainte de cisaillement :

$$\bar{\tau}_u > \tau_u \quad \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{17.094}{0.1 \cdot 0.18} = 0.95 \text{ Mpa}$$

0.95 < 3.33 → condition vérifiée

Ferrailage transversal : $\emptyset_t \leq \min(\emptyset_t^{\min}; \frac{h}{3.5}; \frac{b_0}{10})$

$$\emptyset_t \leq \min(10 \text{ mm}; 5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

Soit $\emptyset_t = 6 \text{ mm}$

Vérification des espacements :

Soit $A_t = 1$ étrier de $\emptyset 6$

$$2HA6 = 0.57 \text{ cm}^2; \Rightarrow St \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e}{\gamma_s \cdot d (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 30.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{f_e}{0.4 \cdot b_0} \leq 5.7$$

Soit $St = 15 \text{ cm}$

Vérification des armature longitudinale vis-a vis a l'effort tranchant :

Appuis de rive :

$$A \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A = 2HA10 + 1HA12 = 2.7 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_a}{0.9 d} \right)$$

$$A \geq \frac{1.15}{400} \left(17.094 + \frac{-8.871}{0.162} \right) = -0.1$$

A < 0 pas de verification

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{b1 \cdot V_{max}}{0.9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \leq \tau \Rightarrow b1 = \frac{b-b_0}{2} = 22.5$$

$$\tau_u = \frac{0.225 \cdot 16.193}{0.9 \cdot 0.18 \cdot 0.65 \cdot 0.04} = 0.87 \text{ Mpa} < \tau = 3.33 \text{ vérifiée.}$$

Pas risque de jonction table nervure.

L'ELS:

Tableau 5. vérification des contraintes à L'ELS

niveau	position	Mser (Kn.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ _{adm} (Mpa)	σ < σ _{adm}
E.C	Travée	12.74	2.07	12.16	46390	3.39	15	vérifiée
	Appuis rive	1.91	0.79	11.7	44192	2.88	15	vérifiée
T.I	Travée	10,68	2.26	12.16	46390	4.29	15	vérifiée
	Appuis rive	1.62	0.79	11.7	44192	3.10	15	vérifiée

Calcul de la flèche :

Dans ce qui suit, on exposera un exemple de calcul de flèche :

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

$$h / L \geq \frac{1}{16}$$

$$20 / 420 = 0.0476 < 0.0625 \text{ non verifier}$$

$$h/L \geq \frac{M_t}{f_e} \Rightarrow \frac{A_t}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow l \leq 8m$$

donc on doit vérifier la flèche :

$$\Delta f = f_{gr} - f_{jr} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$G = 5.39 \text{ kn/m}^2$$

$$J : 2.85 + 1 = 3.85 \text{ kn /m}^2$$

$$P = G + Q = 5.39 + 3.5 = 8.89 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_g = 3.504 \quad , \quad q_j = 2.5 \quad , \quad q_p = 5.78$$

$$Y_g = \frac{b_0 \cdot \frac{h^2}{2} + \frac{(b-b_0)h^2}{2} + \eta \cdot (A \cdot d + A' \cdot d')}{b_0 \cdot h + (b-b_0) \cdot h_0 + \eta \cdot a}$$

$$Y_g = \frac{10 \cdot \frac{20^2}{2} + \frac{55 \cdot 4^2}{2} + 15 \cdot (2.7 \cdot 18)}{10 \cdot 20 + 55 \cdot 4 + 15 \cdot 2.7} = \frac{3169}{440.5}$$

$$Y_g = 7.20 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{65 \cdot 7.20^3}{3} + 10 \cdot \frac{12.8^3}{3} - 55 \cdot \frac{3.2^3}{3} + 15 [2.7 \cdot (10.8)^2]$$

$$I_0 = 18326 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2.7}{10.18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot b \cdot ft_{28}}{(2b + 3b_0)\rho} = \frac{0.05 \cdot 65 \cdot 2.1}{(1.3 + 0.3) \cdot 0.015}$$

$$\lambda_i = 2,84 \quad \lambda_v = 1,14$$

Pour Y et I

$$Y = 4.15 \text{ cm} \quad , \quad I = 9317.4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma = 15 \cdot \frac{Ms(d-y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{Ms(d-y)}{I} = 132,46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{Ms(d-y)}{I} = 94,61 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{Ms(d-y)}{I} = 218,47 \text{ Mpa}$$

Calcul de μ

$$\mu_g = 0,63$$

$$\mu_j = 0,53$$

$$\mu_p = 0,76$$

inerties fictives : I_f

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1.1 \cdot 18326 \cdot 10^{-8}}{1 + 2.84 \cdot 0.752}$$

$$I_{fgi} = 7,51 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fji} = 8,43 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I_{fpi} = 6,674 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

- Calcul de E:

$$E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$E_i = 32456.6 \text{ Mpa}$$

- Calcul de f:

$$F_{ji} = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{gi}}} = 2,737 \text{ mm}$$

$$F_{gi} = 4,297 \text{ mm}$$

$$F_{gv} = 7,916 \text{ mm}$$

$$F_{pi} = 7,981 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche finale

$$\Delta f = F_{gv} - F_{ji} + F_{pi} - F_{gi}$$

$$\Delta f = 8.86 \text{ mm}$$

$F_{adm} = 1/500 = 8.4 \text{ mm} < \Delta f = 8.86 \text{ mm} \dots \dots$ la fleche n'est pas vérifiée

On remarque que la flèche n'est pas vérifiée donc on augmente le ferrailage

Soit : **3HA12 = 3.39 cm²**

Disposition constructive dans les poutrelles

Tableau 6. disposition constructive dans les poutrelles

Etage courant	<p>1HA12 1HA10 1HA10 3HA12</p> <p>Appui intermédiaire</p>	<p>1HA10 1HA10 2HA12</p> <p>Appui de rive</p>	<p>1HA10 1HA10 2HA12</p> <p>Travée</p>
Terrasse inaccessible	<p>1HA12 1HA10 1HA8 2HA10</p> <p>Appui intermédiaire</p>	<p>1HA10 1HA8 2HA10</p> <p>Appui de rive</p>	<p>1HA10 1HA8 2HA10</p> <p>Travée</p>

II. Planchers à dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

II.1 Dalle pleine sur 4 appuis étage courant

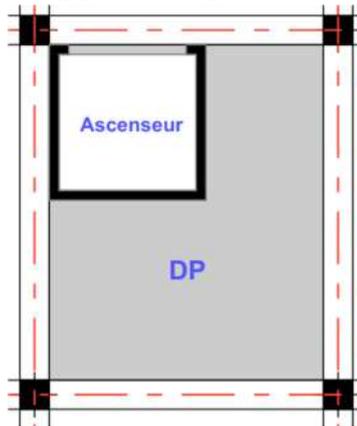


Figure 1. Dalle pleine avec ouverture

Charges sur la dalle pleine :

$$G=6.29\text{kn/m}^2 \quad ; \quad Q=2.5\text{kn/m}^2$$

Les sollicitations pour une bande de 1m :

$$\text{A L'ELU} : (1.35G+1.5Q) \times 1 = 12.24 \text{Kn/m}$$

$$-\text{Pu} = 12.24 \text{ kn/m}$$

$$\text{A L'ELS} : (G+Q) \times 1 = 8.79 \text{ kn/m}$$

$$-\text{Ps} = 8.79 \text{ kn/m}$$

Evaluation des moments :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.81$$

Une dalle sur 4 appuis portante dans les deux sens X et Y

$$M_{0x} = \mu_x p l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$$

μ_x et μ_y dépendent de $\rho = 0.81$

$$\mu_x = 0.0553 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0.613$$

ELU

$$M_x = \begin{cases} M_0 = 5.30 \text{kn. m} \\ M_t = 3.98 \text{kn. m} \\ M_a = 2.65 \text{kn. m} \end{cases}$$

$$M_y = \begin{cases} M_0 = 3.25 \text{kn. m} \\ M_t = 2.76 \text{kn. m} \\ M_a = 1.62 \text{kn. m} \end{cases}$$

ELS

$$M_x = \begin{cases} M_0 = 4.28 \text{kn. m} \\ M_t = 3.21 \text{kn. m} \\ M_a = 2.14 \text{kn. m} \end{cases}$$

Effort tranchant:

$$V = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4} = 11.95 \text{ KN}$$

Calcul de ferrailage :

Le ferrailage de la dalle pleine est résumé dans le tableau ci-dessous

Tableau 7.ferrailage de la dalle pleine

Dalle pleine	M	μ_{bu}	α	Z	Acalculé	Amin	Aadopté	St	
	kn.m ²			cm	cm ² /m	Cm ² /m	Cm ² /ml	cm	
DP sur	M_{xT}	4,24	0.0177	0.0233	12.8	0,947	1,313	4HA10	25
4	M_{yT}	2,6	0.0108	0.0136	12,9	0,578	1,313	4HA10	25
appuis	M_a	2,65	0.011	0.0139	12,9	0.59	1,313	4HA8	25

Vérification des espacements :

St=25 ≤ min (3e=45 ;33cm) **condition vérifiée**

Vérification des armatures transversales :

$$\tau_u = \frac{V}{bd} = 0.111 \text{ mpa}$$

$$\tau_{adm} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ mpa}$$

$\tau_u < \tau_{adm}$**condition vérifiée**

les armatures transversales ne sont pas nécessaire .

Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{adm} = 15\text{MPa} \\ \sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y}\right) \leq \overline{\sigma}_{st} \end{cases}$$

Tableau 8.vérification des contraintes

M_{ser}	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (mpa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_{st} (mpa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (mpa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$	
<u>Mtx</u>	3.42	2.65	4252	2.13	15	Vérifiée	125.02	201.6	Vérifiée
<u>Mtx</u>	2.47	2.47	4252	1.54	15	Vérifiée	90.39	201.6	Vérifiée
<u>Ma</u>	2.14	2.14	4252	1.33	15	Vérifiée	78.138	201.6	Vérifiée

Vérification de la flèche :

$$G = 6.29 \text{ kn/m} \rightarrow M_G = 1,17 \text{ kn.m}$$

$$J = 3.75 \text{ kn/m} \rightarrow M_J = 0.70 \text{ kn.m}$$

$$P = 8.79 \text{ kn/m} \rightarrow M_p = 1,64 \text{ kn.m}$$

Le calcul est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau 9.vérification de la flèche

	G	J	P
I₀(cm²)	29549,8		
σ(mpa)	31.22	18.61	43.63
ρ%	0.24		
λ_i	8.69		
λ_v	3.47		
μ	0		
f_v(mm)	0.39	/	/
f_i(mm)	0.13	0.08	0.18

$$\Delta f = 0.37\text{mm} < f_{adm} = \frac{1}{500} = 6.9 \text{ mm} \dots\dots\text{la condition de flèche est vérifiée}$$

N.B : La dalle avec ouverture doit avoir des armatures équivalentes à celle coupées dans l'ouverture sur la périphérie de l'ouverture.

$$A'x = 1.313 * 1.6 = 2.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A'x = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A'y = 1.313 * 1.8 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A'y = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

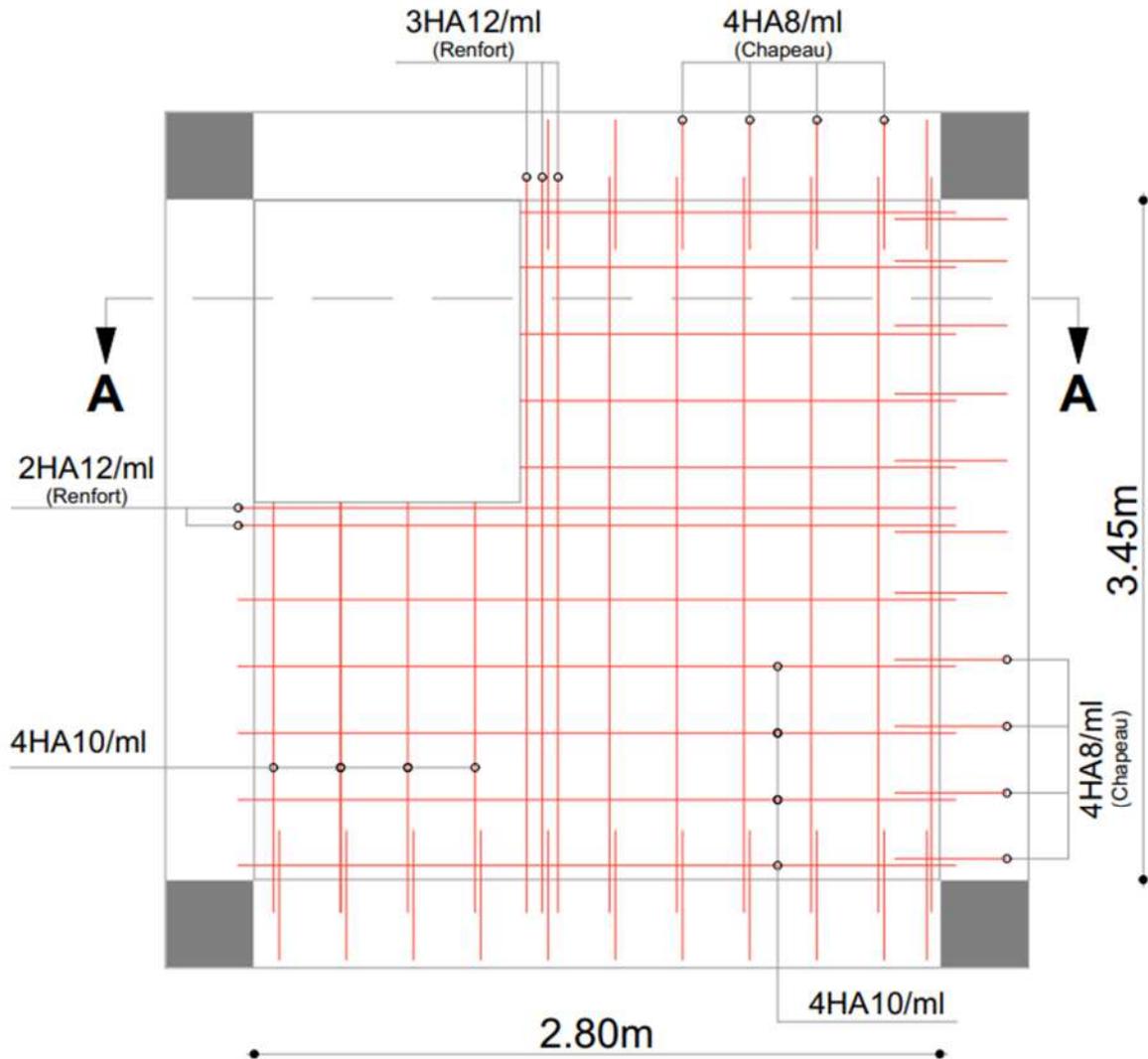
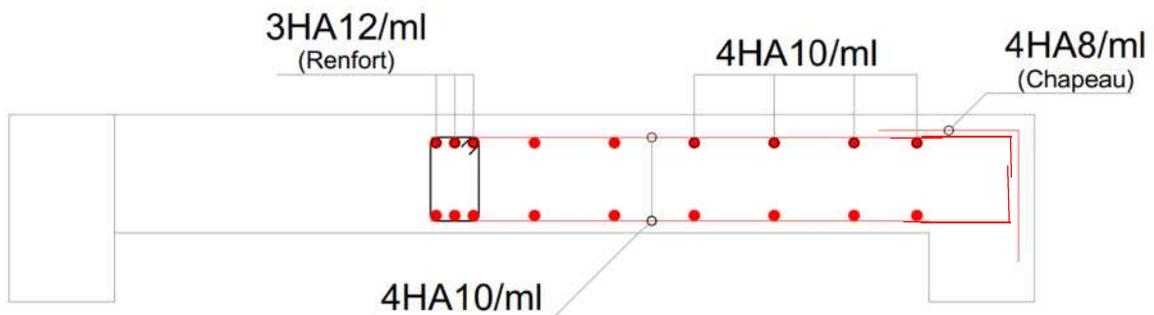


Figure 2. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (vu en plan)



Coupe A-A

Figure 3. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (coupe A-A)

III. Les escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de Marches, les degrés permettant d'accéder a un étage, de passer d'un niveau a un autre en montant et en descendant.

III.1 Types d'escaliers :

Dans notre bâtiment on a un seul type d'escalier qui est le suivant :

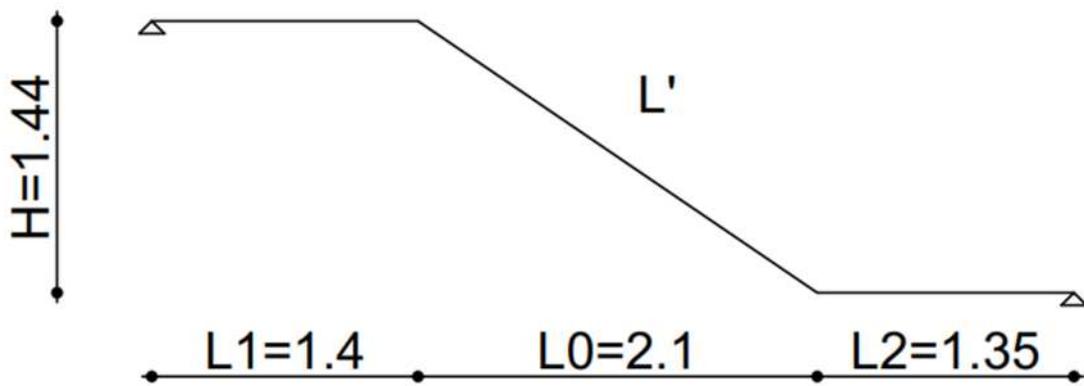


Figure 4. schéma statique de l'escalier

III.2 Calcul de l'escalier

Evaluation de charge et surcharge

Pour la volée : $\begin{cases} G = 9.69\text{kn/m} \\ Q = 2.50\text{kn/m} \end{cases}$

Pour le palier : $\begin{cases} G = 6.52\text{kn/m} \\ Q = 2.50\text{kn/m} \end{cases}$

Combinaisons de charge :

A l'ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = \begin{cases} \text{volée : } q_u = 16.83\text{kn/m} \\ \text{palier : } q_u = 12.55\text{kn/m} \end{cases}$

A l'ELS : $q_s = G + Q = \begin{cases} \text{volée : } q_s = 12.19\text{kn/m} \\ \text{palier : } q_s = 9.02\text{kn/m} \end{cases}$

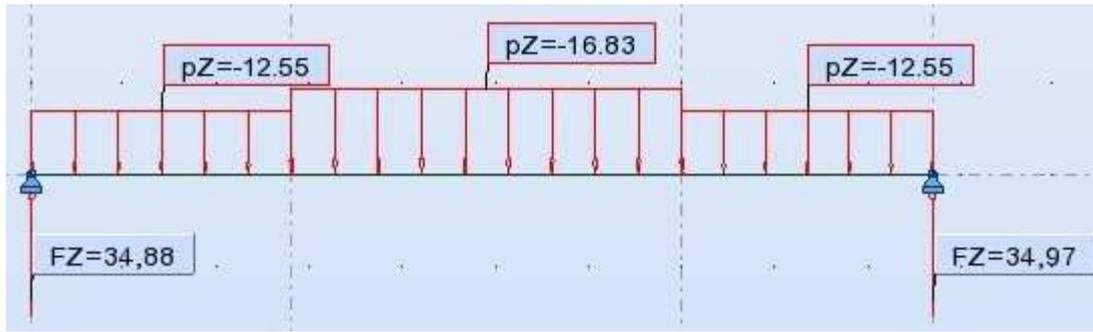


Figure 5.schéma statique de l'escalier(robot)

A L'ELU

Calcul des réactions d'appuis avec le logiciel robot

Donc :

- $R_a = 34,88 \text{ kn}$
- $R_b = 34,97 \text{ kn}$

Calcul des moments fléchissant et les efforts tranchants (RDM) :

Effort tranchant

Tableau 10.Evaluation des efforts tranchants dans l'escaliers

Tronçon	Equations de l'effort tranchant T(x)	Valeur de l'effort tranchant	
$0 < x < 1.4$	$12.55x - 34,88$	$X=0$	$34,88$
		$X=1.4$	$17,31$
$0 < x < 1,35$	$12.55x - 34,97$	$X=1,35$	-18.03
		$X=0$	$-34,97$

Le diagramme de l'effort Tranchant est montré dans la figure suivante :

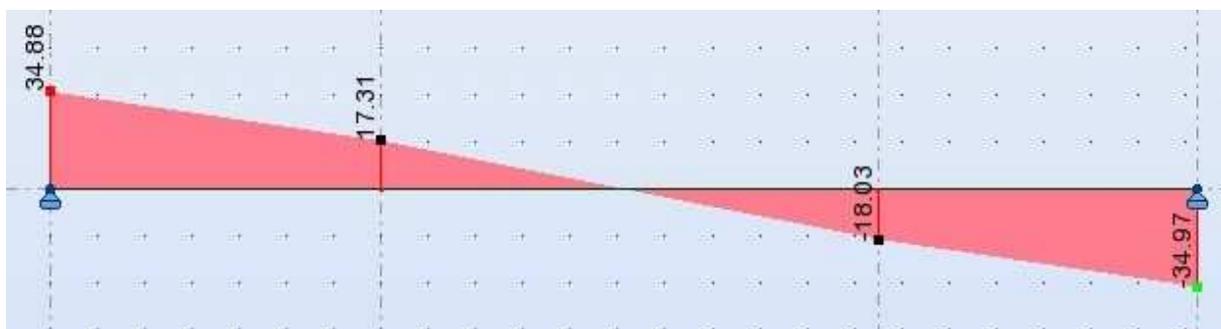


Figure 6.diagramme d'effort tranchant(robot)

Moment fléchissant

L'évaluation des moments fléchissant est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 11.Evaluation des moments fléchissant

tronçon	Valeur du moment fléchissant	
$0 < x < 1.4$	$X=0m$	0
	$X=1.4m$	36,53
$0 < x < 1,35$	$X=1,35m$	35,78
	$X=0m$	0

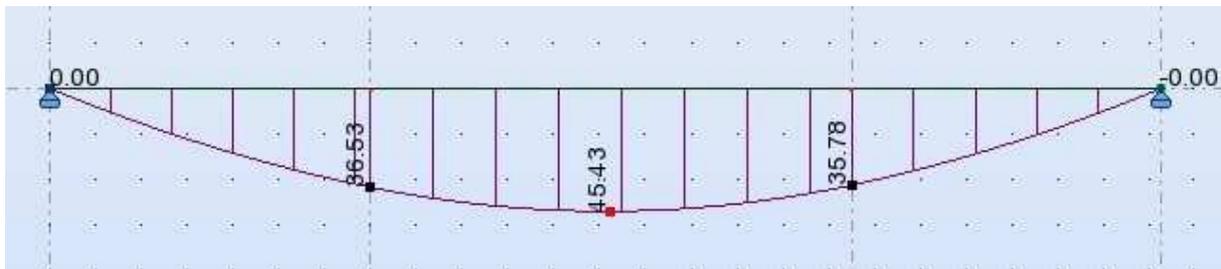


Figure 7.diagramme des moments fléchissant(robot)

$$\frac{dM}{dx} = 0 \quad x = 2,425 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 45,43 \text{ kn.m}$$

$$V_{\max} = 34,88 \text{ kn}$$

Les sollicitations maximales

Le moment en travée et aux appuis suivant les règles **BAEL**

- $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 45.43 = 38.62 \text{ kn.m}$
- $M_a = 0.5M_0 = 0.5 \times 45.43 = 22.72 \text{ kn.m}$

Tableau 12.Moment fléchissant dans l'escalier

Designation		ELU(kn.m)	ELS(kn.m)
<i>Moment</i>	<i>Travée</i>	38.62	28,12
	<i>Appuis</i>	22.72	16,54
<i>Effort tranchant</i>		34,88	

III.3 Le ferrailage des escaliers :

Le ferrailage se fait à L'ELU en considérant que la fissuration est peu préjudiciable En considérant une section de 1.00 m de largeur et de 15cm d'épaisseur.

B=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; fc28=25MPa ; Fbu=14.17 MPa ; Fe=400MPa

Tableau 13.Résumé de ferrailage de l'escalier

	Moment(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acalculé(cm ²)	Aadopté(cm ²)	St(cm)
<i>Travée</i>	38,62	0.074	0.0965	0,173	5.60	5HA12=5.65	21
<i>appuis</i>	22,72	0.0495	0.0635	0,175	3.92	5HA10=3.93	21

Armatures de répartitions :

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$:

En travée :

$$Ar = \frac{5.65}{4} = 1.41\text{cm}^2$$

soit : **4HA8 = 2.01cm²** d'un espacement **St = 25cm**

aux appuis :

$$Ar = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8=2.01cm²** d'un espacement **St=25cm**

Vérification a l'état limite ultime

Condition de non fragilité :

$$A_{min}=0.23*b*d*\frac{Ft28}{fe}=2.17\text{cm}^2 < A_{calculé} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification des espacements :

D'après Le BAEL91 les espacements sont :

Armatures principales :

$$St \leq \min (3e, 33)\text{ cm}$$

$$St=21 < 33\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Armatures secondaires :

$$St < \min(4e ; 45\text{cm})$$

$$St=25\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_{adm} = \min [0.2 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 5 \text{ MPa.}$$

$$V_{max} = 34,88 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{34,88}{1 \times 0.18} = 193.78 \text{ KN/m}^2 = 0.194 \text{ Mpa}$$

$\tau < \tau_{adm}$ condition vérifiée

Vérification a l'état limite de service

La vérification des contraintes sur le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^- = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ mpa}$$

-La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

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

-Le Moment d'inertie est donné par l'équation suivante :

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

On résume les calculs dans le tableau si après :

Tableau 14.Résumé de vérification des contraintes

	Mser	y	I	σ_{bc}	σ_{bc}^-	$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^-$
<i>Travée</i>	28,54	4.74	18451	7,17	15	Vérifiée
<i>Appuis</i>	16.54	4.05	13686	4,86	15	Vérifiée

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20M_0} \rightarrow 0.041 < 0.0425 \dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

$$G = \begin{cases} \text{volée: } 9,69 \text{ kn/m} \\ \text{palier: } 6,52 \text{ kn/m} \end{cases} \rightarrow M_0 = 25,49 \text{ kn.m} \rightarrow M_G = 21,67 \text{ kn.m}$$

$$J = \begin{cases} \text{volée: } 7.97 \\ \text{palier: } 5 \end{cases} \rightarrow M_0 = 20,62 \text{ kn.m} \rightarrow M_j = 17,53 \text{ kn.m}$$

$$P = \begin{cases} \text{volée: } 12.19 \text{ kn/m} \\ \text{palier: } 9,02 \text{ kn/m} \end{cases} \rightarrow M_0 = 32,73 \text{ kn.m} \rightarrow M_p = 27,92 \text{ kn.m}$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$$

Le calcul de la flèche est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 15.résumé de calcul de la flèche

	Sous G	Sous J	Sous P
I₀(cm²)	338757,3		
σ(Mpa)	233,58	188,98	300,93
ρ%	0,31		
λ_i	6,69		
λ_v	2,676		
μ	0,269	0,178	0,374
f_v(mm)	2,177	/	/
f_i(mm)	1,182	0,747	1,904

Calcul de Δ f :

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

$$\Delta f = 2,177 - 0,747 + 1,904 - 1,182 = 2,152 \text{ mm}$$

La flèche admissible vaut : $\frac{1}{500} = \frac{4850}{500} = 9,7 \text{ mm}$

$\Delta f < f_{adm} \rightarrow 2,152 < 9,7 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

La flèche est vérifiée

IV. Calcul de la poutre palière :

IV.1 Prédimensionnement de la poutre palière :

L=3.1m → la hauteur **h** dépend de la portée de la poutre donc :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow 20.6 \leq h \leq 31 \text{ on prend :}$$

h=30cm et b=30cm

Condition RPA : $\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow$ les conditions sont satisfaites

Les charges sur la poutre sont :

Son poids propre plus la charge des escaliers et les cloisons qui est la réaction d'appuis R_b

-A l'ELU

$$p_u = R_b + 1.35G_0 = 34.97 + 1.35(25 \times 0.3^2) = 38 \text{ kn/m}$$

$$P_u = 38 \text{ kn/m}$$

-A L'ELS

$$P_s = R_b + G_0 = 25.43 + 0.3^2 \times 25 = 27.68 \text{ Kn/m}$$

$$P_s = 27.68 \text{ kn/m}$$

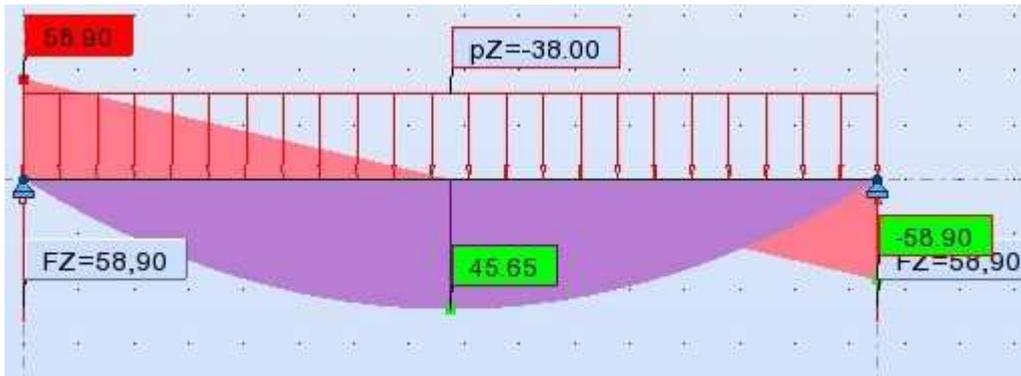


Figure 8.schéma statique de la poutre palière (robot).

Les sollicitations maximales :

$$M = \begin{cases} M_t = 0.85M_0 \\ M_a = 0.5M_0 \end{cases} \rightarrow \text{avec } M_0 = \frac{p.l^2}{8}$$

Tableau 16.Sollicitations sur la poutre palier

	ELU	ELS
P	38	27,68
Mt	38,80	28,53
Ma	22,83	16,76
V	58,90	

IV.2 Ferrailage de la poutre palière a la flexion simple :

$$b=30\text{cm} ; d=28\text{cm} ; f_{bu}=14.17\text{mpa} ; f_e=400\text{mpa}$$

Tableau 17. Résumé de ferrailage de la poutre palière

	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	Acalculé(cm ²)	Amin(cm ²)
<i>Travée</i>	38,80	0.116	0.155	26.26	4.25	4.5
<i>Appuis</i>	22,83	0.068	0.088	27	2.43	4.5

-selon le RPA2003 : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 4.5cm^2$

IV.3 Vérification a l'état limite ultime

Vérification au cisaillement :

$$\tau_{adm} = \min(0.2f_{c28}; 5\text{mpa}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$V_{max} = 58.91 \text{ kn}$$

$$\tau = \frac{V}{bxh} = 0.65 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

Calcul de l'espacement St

$$St \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

Soit **St = 15 cm**

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot St \cdot b_0}{f_e} \rightarrow A_t \geq 0.45\text{cm}^2 \dots\dots\dots 1$$

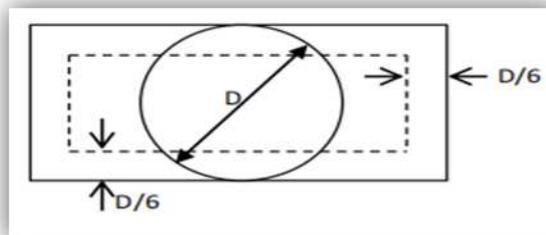
$$A_t \geq \frac{St \cdot \gamma_s \cdot b (\tau - 0.3f_{tj})}{0.9 \cdot f_e} = 0.12\text{cm}^2 \dots\dots\dots 2$$

$$A_t = \max \{ 1 ; 2 \} \rightarrow A_t = 0.45\text{cm}^2$$

IV.4 Calcul de la section d'armature a la torsion :

Le noyau central d'une section ne joue pratiquement aucun rôle à l'ELU de torsion.

On remplace la section pleine par une section fictive (équivalente) creuse dont l'épaisseur est égale au sixième du diamètre du plus grand cercle inscrit dans la section.



U : le périmètre de la section

Ω : l'air du contour tracé a mi-épaisseur

e : l'épaisseur de la paroi

Le moment de torsion : le moment de torsion c'est le moment dans l'appuis **b** de l'escalier

Mb = 22.72 kn.m

Le moment de torsion dans l'appuis vaut :

M=Mb * $\frac{L}{2}$ = 35.22 kn.m

On a une section carrée pleine de b x h = 30x30 cm²

$$e = \frac{d}{6} = \frac{30}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = \frac{5h}{6} \times (b - \frac{a}{6}) = 25^2 = 625\text{cm}^2$$

$$U = \frac{4h}{3} + 2b = 100 \text{ cm}$$

Calcul des armature longitudinales Al

$$Al \geq \frac{U.M}{2\Omega \frac{f_e}{\gamma}} \rightarrow \frac{1 \times 35,22}{2 \times 0.0625 \times 348000} = 8.13 \text{ cm}^2$$

La section totale d'armature longitudinales de la poutre palière :

En travée : 3HA16 + 2HA12 = 8.29cm²

En appuis :3HA12 + 2HA12 = 5.65cm²

La section d'armature transversales :

Soit 3HA8 = 1.51 cm²

St = 15 cm

La vérification des contrainte de cisaillement et de torsion à la fois :

$$(\tau_{tu})^2 + (\tau_u)^2 \leq (\bar{\tau u})^2$$

$$\tau_u = 0.711$$

$$\tau_{tu} = \frac{M}{2\Omega \cdot e} = \frac{35.22}{2 \times 0.0625 \times 0.05} = 5.635 \text{ MPA}$$

$$\sqrt{0.711^2 + 5.635^2} < \sqrt{5.68^2} \rightarrow 5.68 \leq 3.33 \dots\dots\dots\text{condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on augmente la section et le ferrailage de la poutre palier.

Schéma de ferrailage de l'escalier

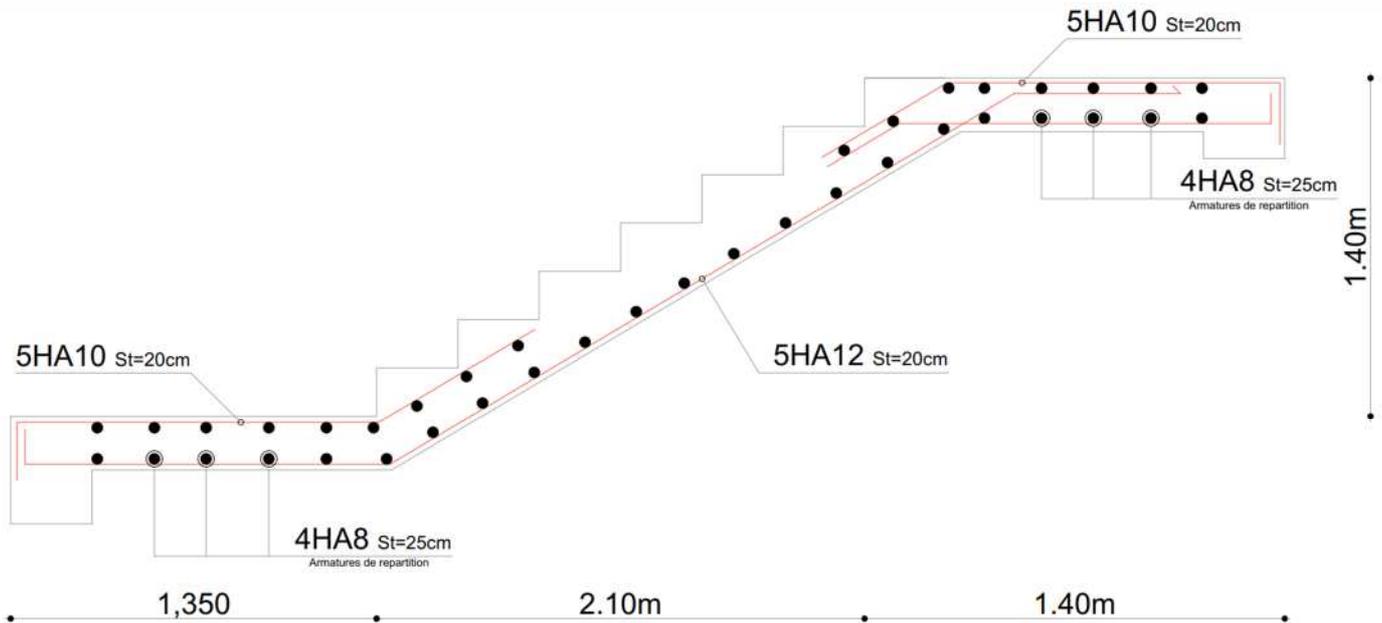


Figure 9.Schéma de ferrailage des escaliers

Schéma de ferrailage de la poutre palier

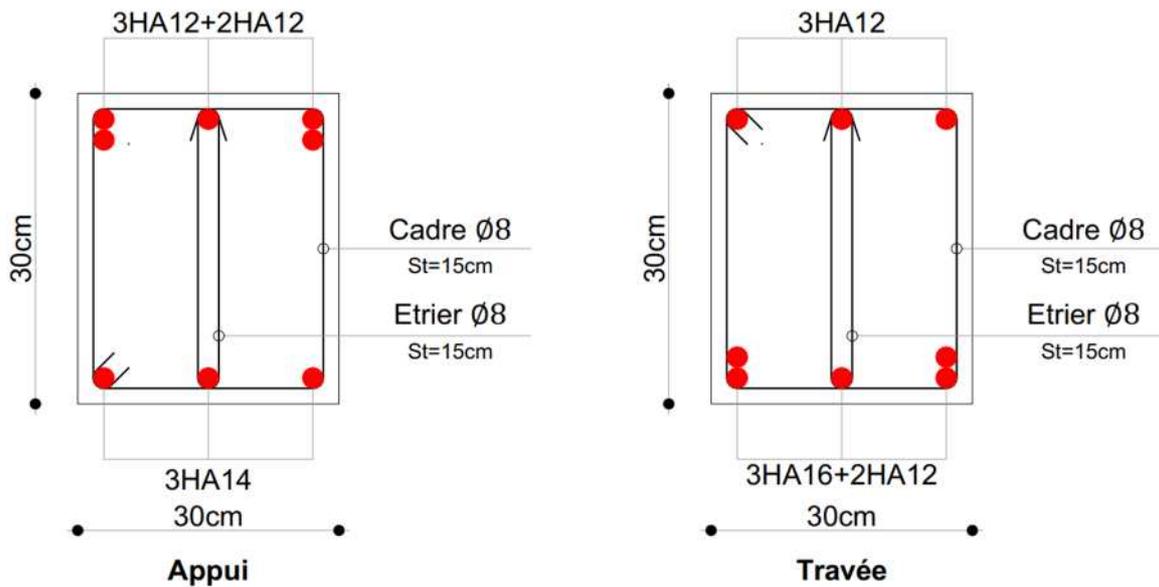


Figure 10.Schéma de ferrailage la poutre palier

CHAPITRE IV

I. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Face à ce risque et devant son imprévisibilité, il est indispensable de prendre au sérieux l'étude sismique afin de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes et de minimiser les conséquences, d'où l'importance de la construction parasismique qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

II. Modélisation :

La modélisation est la transformation d'un problème physique réel ayant une infinité de degrés de liberté (**DDL**) à un modèle possédant un nombre de **DDL** fini qui décrit le phénomène étudié d'une manière aussi fiable que possible, autrement dit, ce modèle doit refléter avec une bonne précision le comportement et les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité, l'amortissement, etc...

Parmi les méthodes de modélisation qui existent, on trouve la modélisation en éléments finis, cette méthode consiste à discrétiser la structure en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolation, on balaye tout l'élément puis toute la structure ; mais cela prend énormément de temps à la main, c'est pourquoi on se sert du logiciel **ETABS V16** afin de simplifier les calculs.

Ce logiciel (**ETABS V16**) permet de déterminer automatiquement les caractéristiques dynamiques d'une structure (rigidité, déplacement, effort, etc.) à partir d'une modélisation en trois dimensions préalable est appropriée.

Le modèle adopté est encasté à la base, il ne comporte que les éléments (poteaux, poutre, escalier, voiles et plancher).

La conception (disposition) des voiles de contreventements qui conditionne le comportement dynamique de la structure a été effectuée suivant plusieurs variantes en tenant compte des contraintes de fonctionnalités architecturale (galerie, parking au sous-sol, et une voie de circulation).

1. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux méthodes :

Méthode statique équivalente :

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

Méthode dynamique qui regroupe :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La hauteur de notre structure est supérieure à **23 mètres (zone IIa, groupe d'usage 2)**, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (**RPA99 Art 4.1.2**).

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'attention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponses de calculs, ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de structure.

Une fois l'effort dynamique calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$$

Dans les cas où la condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorés de **(0.8 V_{st} / V_{dyn})**.

Avec, **V_{dyn}** : l'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modale)

V_{st} = $\frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$: l'effort tranchant statique à la base du bâtiment..... **RPA (art 4.2.3)**.

Tel que :

- A** : Coefficient d'accélération de zone (**RPA99 Tableau 4. 1**).
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen (**RPA99 Tableau 4. 2**).
- W** : Poids total de la structure (**RPA99 Tableau 4. 4**).
- R** : Coefficient de comportement de la structure (**RPA99 Tableau 4. 3**).
- Q** : Facteur de qualité (**RPA99 Tableau 4. 4**).

Les paramètres cités ci- dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage(2)} \\ \text{Zone sismique (II}_a\text{)} \end{array} \right. \rightarrow A = 0,15$
- On adopte pour un système de contreventement mixte avec interaction : **R = 5**
- **Q = 1 + $\sum_1^6 P_q$** **RPA99/2003(Formule 4.4)**

P_q: est la pénalité à retenir selon le critère de qualité (**q**) est observé ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau 1. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observation x-x	Pénalités	Observation y-y	Pénalités
01	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Vérifié	0	Vérifié	0
02	Redondance en plan	Non Vérifié	0.05	Vérifié	0.05
03	Régularité en plan	Vérifié	0	Vérifié	0
04	Régularité en élévation	Vérifié	0	Vérifié	0
05	Contrôle de qualité des matériaux	Non Vérifié	0.05		0.05
06	Contrôles d'exécution	Non Vérifié	0.1		0.1

Après vérification on obtient $\rightarrow \begin{cases} Q_x = 1,2 \\ Q_y = 1,2 \end{cases}$

2. Poids de la structure :

$W = \sum_i^n W_i$ Avec $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$ RPA99/2003 (Formule 4.5)

- W_{Gi} = Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.
- W_{Qi} = Charge d'exploitation.
- β Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la charge d'exploitation.

Dans notre cas : **W= 21853,9044 KN**

3. Facteur d'amplification dynamique :

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{2/3} & T \geq 3.2 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(Formule4.2)}$$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 7 \quad \text{RPA99/2003(Formule4.3)}$$

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

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

$$\xi = 7 \%$$

$$D'où, \eta = 0,881$$

- On a un site ferme **S2** \rightarrow $\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,40 \text{ s} \end{cases}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

4. Période fondamentale de la structure :

Le contreventement de la structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{\frac{3}{4}} \\ T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \end{cases} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003 (art 4.2.4)}$$

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé **RPA99/2003 (Tableau 4.6).**

$H = 28,80 \text{ m}$: La hauteur totale du bâtiment (acrotère non compris).

L : Dimension maximale du bâtiment à ça base dans le sens de calcul $\begin{cases} L_x = 18,70 \text{ m} \\ L_y = 9,00 \text{ m} \end{cases}$

On aura $\begin{cases} T_x = \min (0,61 ; 0,63) = 0,61 \text{ s} \dots \dots 1,3T_x = 0,79 \text{ s} \\ T_y = \min (0,63 ; 0,88) = 0,63 \text{ s} \dots \dots 1,3T_y = 0,82 \text{ s} \end{cases}$

5. Calcul du facteur d'amplification dynamique

Après modalisation de la structure les résultats de l'analyse ont donné les périodes suivantes :

$$\begin{cases} T_x^{analytique} = 0,87 \text{ s} > 1,3T_x = 0,79 \text{ s} \\ T_y = 0,63 \text{ s} < T_y^{analytique} = 0,75 \text{ s} < 1,3T_y = 0,82 \text{ s} \end{cases}$$

Remarque : pour le Calcul du facteur d'amplification dynamique on retient les périodes suivantes à savoir, $\begin{cases} T_x = 1,3T_x = 0,79 \text{ s} \\ T_y = T_y = 0,63 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1,39 \\ D_y = 1,63 \end{cases}$$

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

$$\begin{aligned} V_{st}^x &= 1095,56 \text{ KN} \rightarrow 0,8V_{st}^x = 876,45 \text{ KN} \\ V_{st}^y &= 1284,72 \text{ KN} \rightarrow 0,8V_{st}^y = 1027,78 \text{ KN} \end{aligned}$$

6. Le spectre de réponse de calcul :

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99 (4-13)}$$

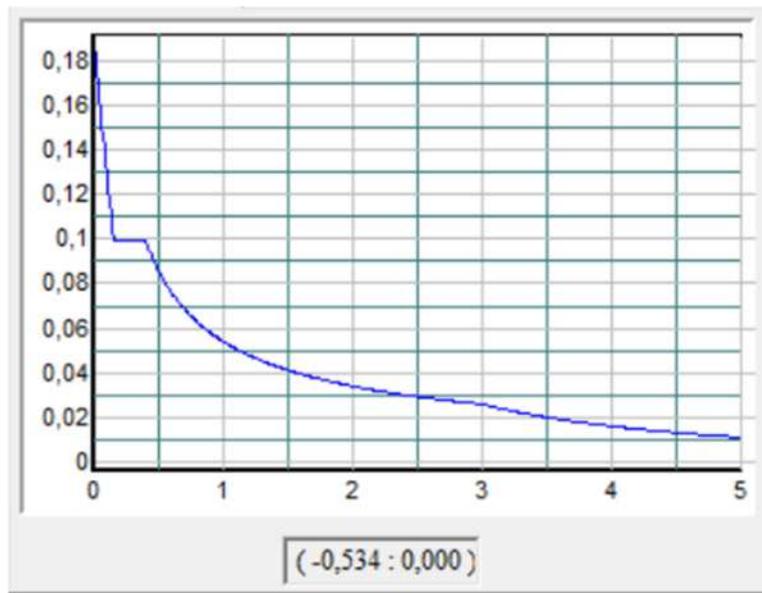


Figure 1. spectre de réponse

Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel **ETABS V16**, nous avons obtenus les résultats suivants :

7. Disposition des voiles de contreventement :

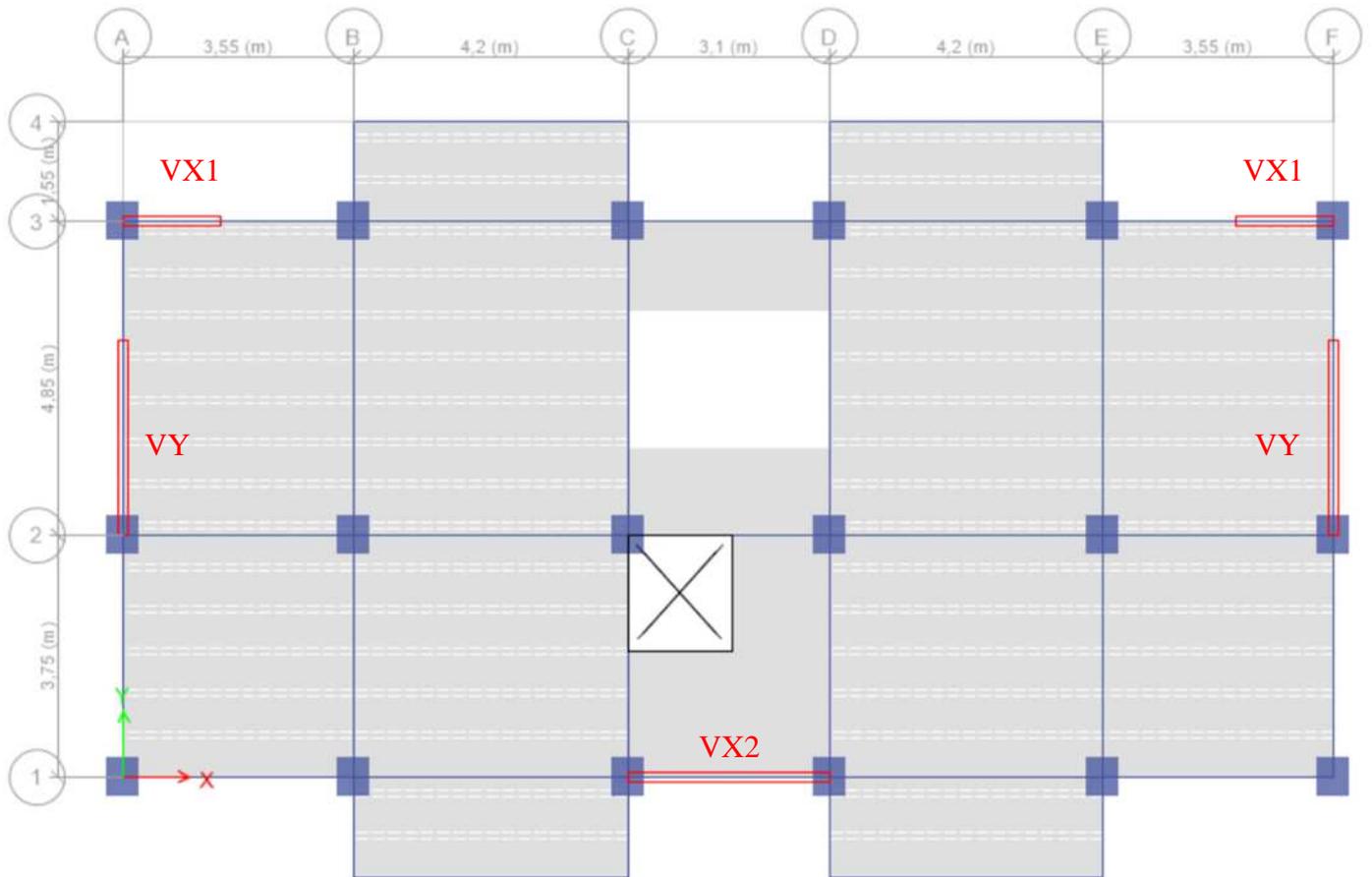


Figure 2.Disposition des voiles de contreventement

Avec :
 $VX1 = 1.50 \text{ m}$ et $e = 15 \text{ cm}$
 $VX2 = 3.10 \text{ m}$ et $e = 15 \text{ cm}$
 $VY = 3.00 \text{ m}$ et $e = 15 \text{ cm}$

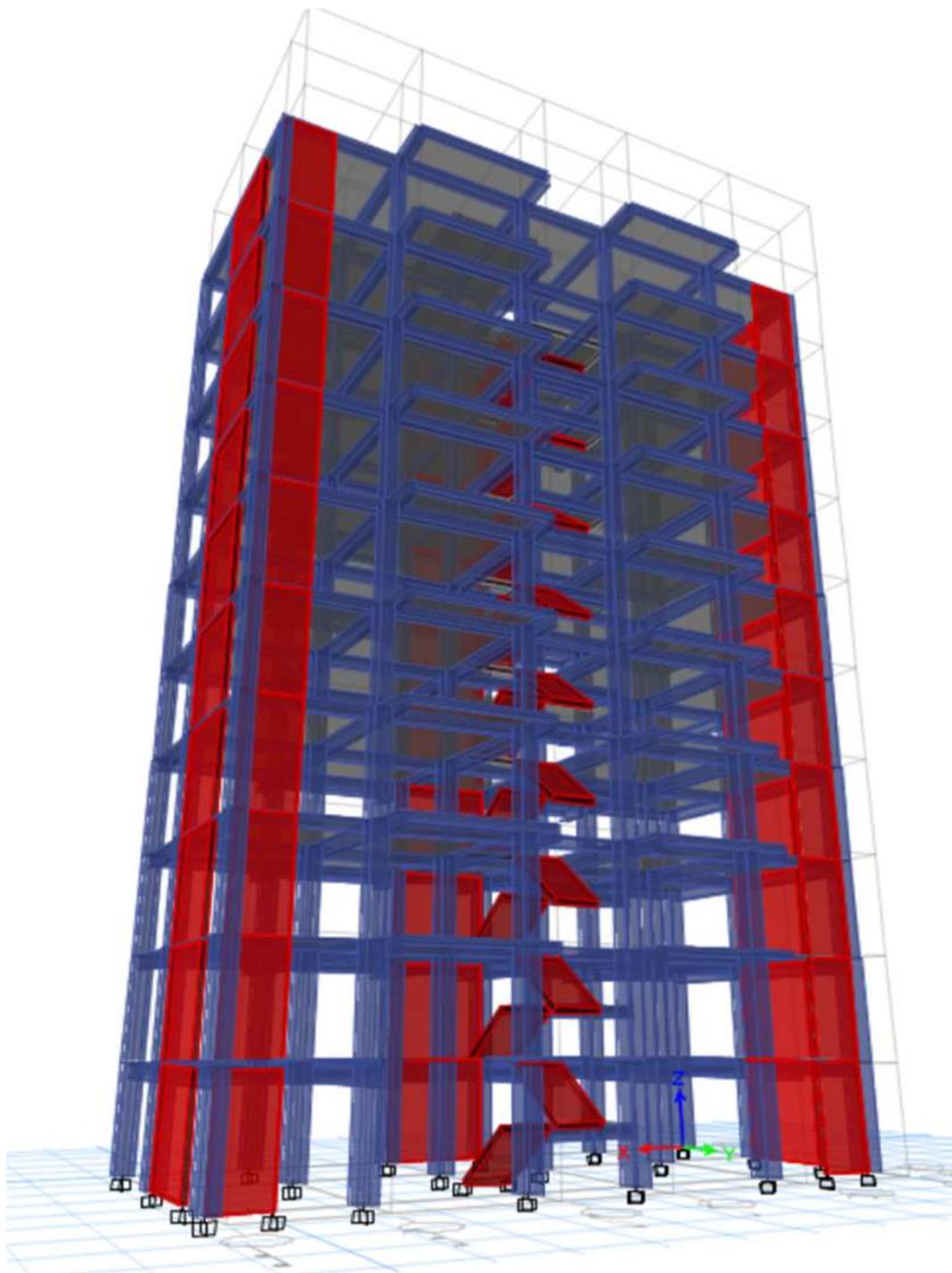


Figure 3.Vue en 3D du model obtenu par le logiciel ETABS V16

8. Période de vibration et participation massique :

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{\text{ème}}$ 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 taux de participation massique qui leur reviennent sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2. périodes et taux de participation massique de la structure

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY
	sec				
<i>1</i>	<i>0,873</i>	<i>0,6932</i>	<i>5,84E-07</i>	<i>69%</i>	<i>0%</i>
<i>2</i>	<i>0,751</i>	<i>1,49E-06</i>	<i>0,7142</i>	<i>69%</i>	<i>71%</i>
<i>3</i>	<i>0,565</i>	<i>0,0011</i>	<i>0,0001</i>	<i>69%</i>	<i>71%</i>
<i>4</i>	<i>0,259</i>	<i>0,1548</i>	<i>1,52E-06</i>	<i>85%</i>	<i>71%</i>
<i>5</i>	<i>0,23</i>	<i>3,27E-06</i>	<i>0,145</i>	<i>85%</i>	<i>86%</i>
<i>6</i>	<i>0,167</i>	<i>1,39E-05</i>	<i>8,23E-06</i>	<i>85%</i>	<i>86%</i>
<i>7</i>	<i>0,132</i>	<i>0,0462</i>	<i>0</i>	<i>90%</i>	<i>86%</i>
<i>8</i>	<i>0,12</i>	<i>5,55E-06</i>	<i>0,0414</i>	<i>90%</i>	<i>90%</i>
<i>9</i>	<i>0,113</i>	<i>0,0225</i>	<i>1,41E-05</i>	<i>92%</i>	<i>90%</i>
<i>10</i>	<i>0,103</i>	<i>0</i>	<i>0,0211</i>	<i>92%</i>	<i>92%</i>
<i>11</i>	<i>0,085</i>	<i>0,0001</i>	<i>0</i>	<i>92%</i>	<i>92%</i>
<i>12</i>	<i>0,078</i>	<i>0,002</i>	<i>2,10E-06</i>	<i>92%</i>	<i>92%</i>

9. Interprétation des résultats obtenus

Après l'analyse, les résultats obtenus montrent que le comportement de la structure dans le premier mode est un mode de translation dans l'axe **X-X**, Le deuxième mode un mode de translation suivant l'axe **Y-Y** et le troisième mode est un mode de torsion autour de l'axe **Z-Z**.

Chapitre IV Etude dynamique

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe **X-X**

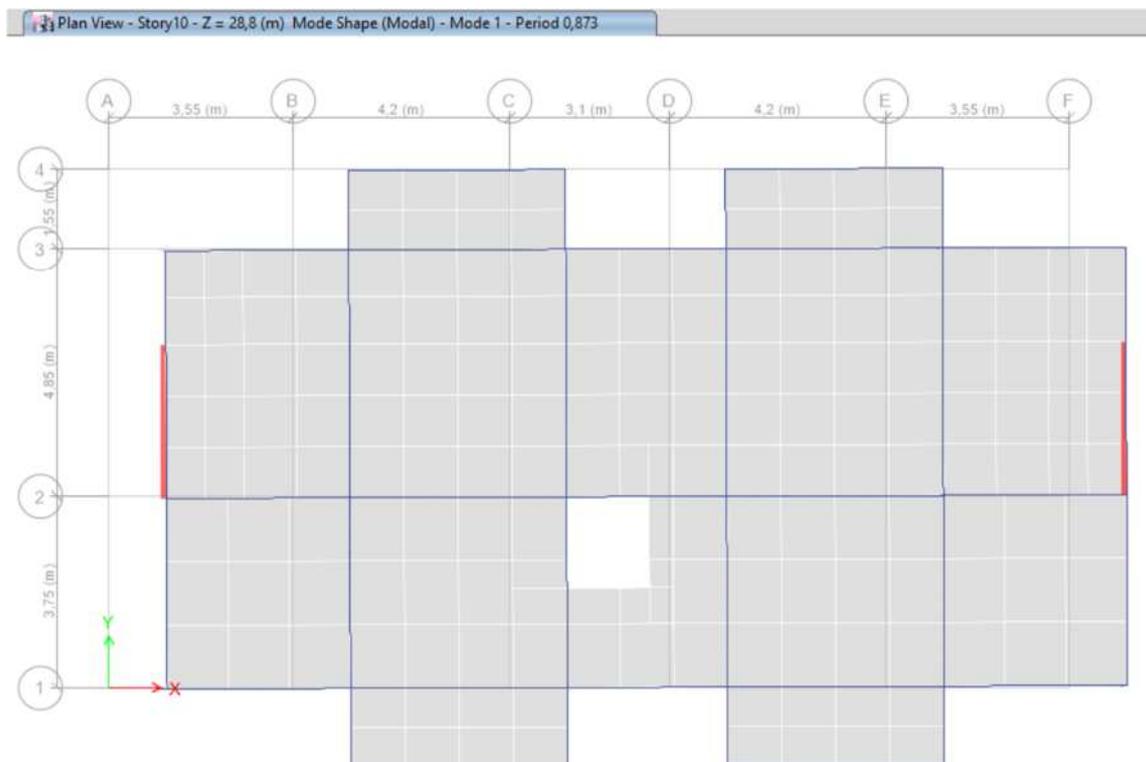


Figure 4.Mode 1 translation suivant l'axe X-X

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe **Y-Y**

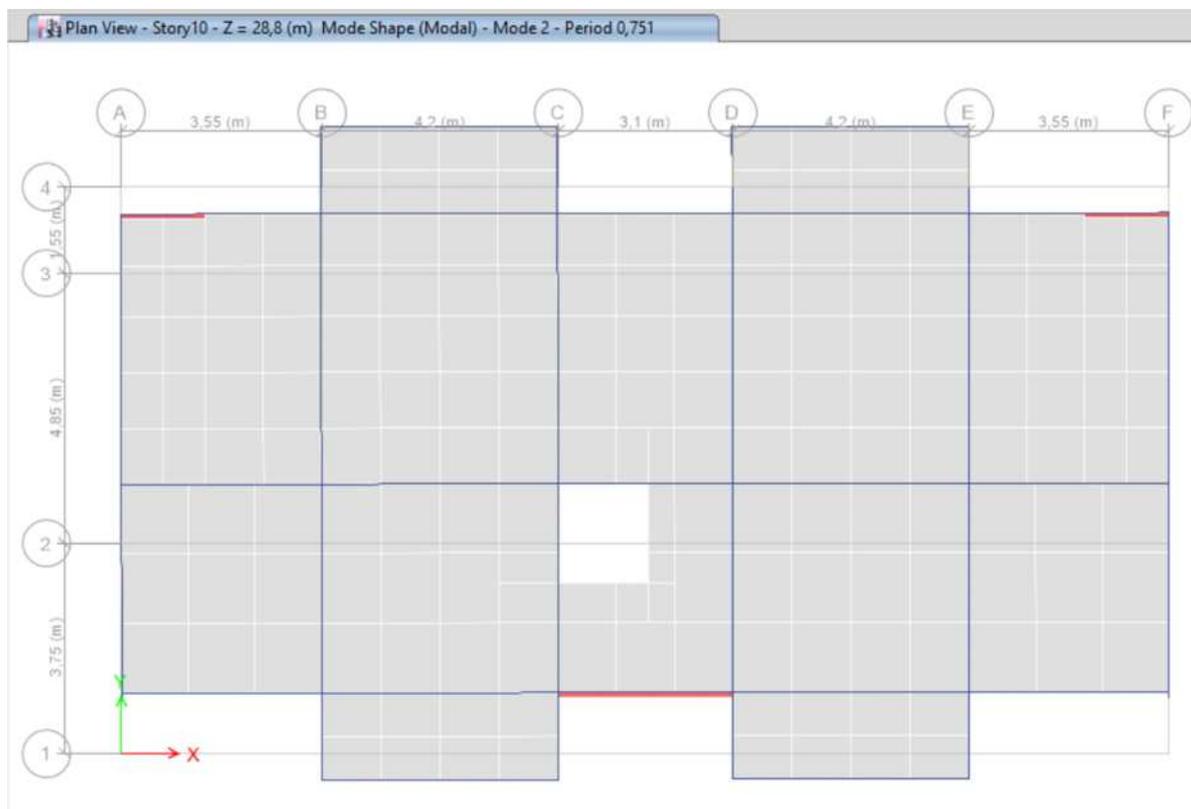


Figure 5.Mode 2 translation suivant l'axe Y-Y

Le troisième mode est un mode de Torsion au tour de l'axe **Z-Z**

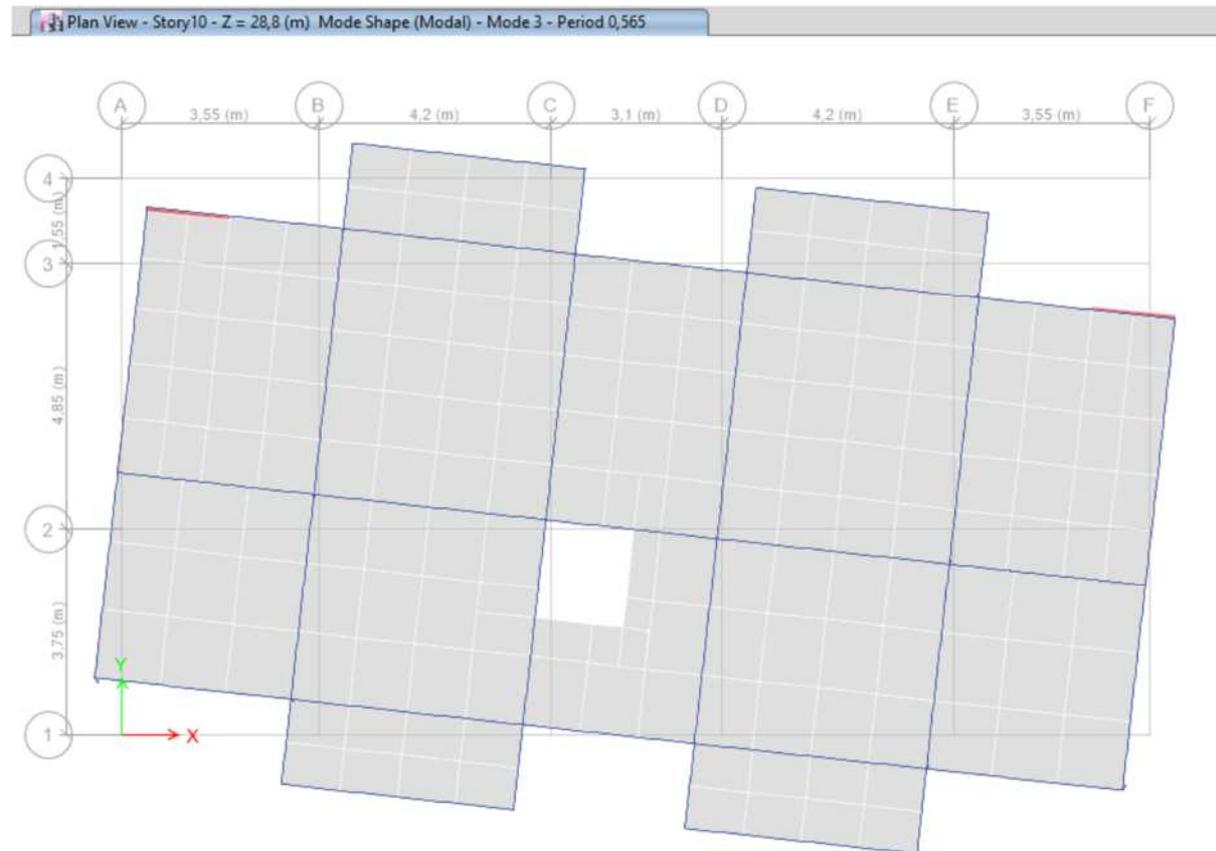


Figure 6.Mode 3 torsion autour de l'axe Z-Z

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

Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le **RPA99/2003(Art 3.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

- Sous charges horizontales

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 :

Chapitre IV Etude dynamique

Tableau 3. Réparation des charges verticales sur les portiques et les voiles

Verticale	Niveau	comb	Portique	Voile	% PORTIQUE	% VOILES
	10	ELS	-1673,3918	-555,7925	75%	25%
	9	ELS	-3216,3429	-1033,2957	76%	24%
	8	ELS	-5197,7849	-1504,1818	78%	22%
	7	ELS	-7124,9873	-2024,4916	78%	22%
	6	ELS	-9289,7948	-2361,3291	80%	20%
	5	ELS	-11330,507	-2820,7476	80%	20%
	4	ELS	-13656,217	-3054,6065	82%	18%
	3	ELS	-15805,894	-3461,8342	82%	18%
	2	ELS	-18260,208	-3625,2894	83%	17%
1	ELS	-20423,032	-4034,473	84%	16%	

Tableau 4. Réparation des charges horizontales sur les portiques et les voiles sens X-X

HORIZ EX	Niveau	comb	Portique	Voile	% PORTIQUE	% VOILES
	10	EX Max	180,5817	90,4416	67%	33%
	9	EX Max	152,3598	161,7324	49%	51%
	8	EX Max	254,4105	171,9016	60%	40%
	7	EX Max	235,9141	278,6635	46%	54%
	6	EX Max	316,2793	282,7294	53%	47%
	5	EX Max	282,61	392,2647	42%	58%
	4	EX Max	335,8771	413,5378	45%	55%
	3	EX Max	285,2908	532,3317	35%	65%
	2	EX Max	288,8584	588,1775	33%	67%
1	EX Max	251,5179	649,447	28%	72%	

Tableau 5. Réparation des charges horizontales sur les portiques et les voiles sens Y-Y

HORIZ EY	Niveau	comb	Portique	Voile	% PORTIQUE	% VOILES
	10	EY Max	164,1488	89,8734	65%	35%
	9	EY Max	149,1423	181,4726	45%	55%
	8	EY Max	240,0416	211,9693	53%	47%
	7	EY Max	241,8671	318,2206	43%	57%
	6	EY Max	324,8586	331,4383	49%	51%
	5	EY Max	313,863	427,9667	42%	58%
	4	EY Max	375,1928	445,5544	46%	54%
	3	EY Max	345,5508	550,6264	39%	61%
	2	EY Max	347,1965	618,405	36%	64%
1	EY Max	374,2181	668,7038	36%	64%	

11. Interprétation des résultats obtenus :

D'après les résultats dans les tableaux précédents, le système de contreventement est : un système mixte voiles portiques avec interaction d'où le facteur de comportement de la structure est $R=5$.

Vérification de la résultante des forces sismique à la base

Le **RPA99/2003** exige de vérifier la relation suivante :

$$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 6. Vérification des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0.8V_{st}$	Observation
<i>Suivant X-X</i>	952,84	876,45	Vérifiée
<i>Suivant Y-Y</i>	1057,81	1027,78	Vérifiée

Vérification vis-à-vis des déplacements de niveau

Selon 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 d'étage.

Le déplacement relatif au niveau « **k** » par rapport au niveau « **k-1** » est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1} \quad \text{Avec : } \delta_K = R \times \delta_{eK}$$

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau « **k** » de la structure donnée par le **RPA99/2003** (Art4.43)

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion).

R= coefficient de comportement de la structure ($R=5$)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre IV Etude dynamique

Tableau 7. Vérification des déplacements de niveaux dans le sens X-X

Niveau	X-X				
	HK	δ_{ek} (Cm)	δ_k	Δk_x cm	1%hk
11	2,88	1,834	9,17	1,05	2,88
10	2,88	1,624	8,12	0,825	2,88
9	2,88	1,459	7,295	0,89	2,88
8	2,88	1,281	6,405	0,92	2,88
7	2,88	1,097	5,485	0,965	2,88
6	2,88	0,904	4,52	0,98	2,88
5	2,88	0,708	3,54	0,965	2,88
4	2,88	0,515	2,575	0,9	2,88
3	2,88	0,335	1,675	0,79	2,88
2	2,88	0,177	0,885	0,6	2,88
1	2,88	0,057	0,285	0,285	2,88

Tableau 8. Vérification des déplacements de niveaux dans le sens Y-Y

Niveau	Y-Y				
	HK	δ_{ek} (cm)	δ_k	Δk_y	1%hk
11	2,88	1,367	6,835	0,33	2,88
10	2,88	1,301	6,505	0,575	2,88
9	2,88	1,186	5,93	0,635	2,88
8	2,88	1,059	5,295	0,69	2,88
7	2,88	0,921	4,605	0,75	2,88
6	2,88	0,771	3,855	0,785	2,88
5	2,88	0,614	3,07	0,795	2,88
4	2,88	0,455	2,275	0,77	2,88
3	2,88	0,301	1,505	0,695	2,88
2	2,88	0,162	0,81	0,54	2,88
1	2,88	0,054	0,27	0,27	2,88

On voit bien à travers ces tableaux que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

12. Justification vis-à-vis de l'effort (p-Δ)

Les efforts du 2^{ème} ordre (ou effet p-Δ) sont les effets dû aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = p_k \times \frac{\Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art 5.9)}$$

p_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »

$$p_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

Chapitre IV Etude dynamique

$V_K = \sum_{i=k}^n F_i$: effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : Hauteur de l'étage « k »

- Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les efforts $p-\Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_K \geq 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 9.Justification vis-à-vis de l'effet (p- Δ) dans le sens X-X

Niveau	X-X				
	h (cm)	P	Δ_{kx} cm	V _k	θ_{kx}
11	0,0288	150,9337	1,05	38,0911	0,0011982
10	0,0288	2062,8943	0,825	219,8112	0,0022298
9	0,0288	3838,1344	0,89	361,5946	0,0027207
8	0,0288	6012,118	0,92	489,1407	0,0032567
7	0,0288	8186,1016	0,965	593,1983	0,0038353
6	0,0288	10411,078	0,98	683,7057	0,0042978
5	0,0288	12636,054	0,965	764,066	0,0045962
4	0,0288	14918,502	0,9	835,2683	0,0046295
3	0,0288	17200,951	0,79	895,4318	0,0043706
2	0,0288	19547,352	0,6	936,6429	0,0036063
1	0,0288	21893,753	0,285	952,8428	0,001886

Tableau 10.Justification vis-à-vis de l'effet (p- Δ) dans le sens Y-Y

Niveau	Y-Y				
	h (cm)	P	Δ_{ky} cm	V _k	θ_{ky}
11	0,0288	150,9337	0,33	38,8065	0,0003696
10	0,0288	2062,8943	0,575	228,6969	0,0014937
9	0,0288	3838,1344	0,635	384,4015	0,001826
8	0,0288	6012,118	0,69	531,5037	0,0022478
7	0,0288	8186,1016	0,75	655,0689	0,0026993
6	0,0288	10411,078	0,785	762,1007	0,0030885
5	0,0288	12636,054	0,795	854,4787	0,0033859
4	0,0288	14918,502	0,77	933,1054	0,0035455
3	0,0288	17200,951	0,695	997,4103	0,0034519
2	0,0288	19547,352	0,54	1040,7221	0,0029211
1	0,0288	21893,753	0,27	1057,8145	0,0016094

On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est largement satisfaite, donc l'effet (p-Δ) n'est pas à prendre en considération dans les calculs.

13. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation dû au séisme, le RPA99/2003 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Tel que :

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

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 11. Vérification de l'effort normal réduit

	B_c (m ²)		f_{c28} (MPa)	Combinaisons	Nd (MN)	v	obs
	b	h					
Sections	0,3	0,4	25	G+Q-EY Min	525,64	0,1752133	Vérifiée
	0,35	0,45	25	G+Q-EY Min	917,0183	0,2328935	Vérifiée
	0,4	0,5	25	G+Q-EY Min	1379,8084	0,2759617	Vérifiée
	0,45	0,55	25	G+Q-EY Min	1840,8126	0,2975051	Vérifiée
	0,5	0,6	25	G+Q-EY Min	2042,1423	0,2722856	Vérifiée

Pas de risque de rupture fragile sous sollicitation dû au séisme.

III. Conclusion :

Après plusieurs dispositions des voiles de contreventement nous avons pu satisfaire toutes les exigences du RPA/v2003 tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles.

Finalement nous avons abouti à une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment.

CHAPITRE V

I. Calcul des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) a la base de la structure.

1. Combinaisons spécifiques de calcul :

- **Combinaisons fondamentales : BAEL 99**

$$\text{ELU} : 1.35G+1.5Q$$

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

- **Combinaisons accidentelles : RPA99/v2003**

$$G+Q\mp E$$

$$0.8G\mp E$$

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant.
- Effort normal maximal avec son moment correspondant.
- Effort normal minimal avec son moment correspondant.

❖ Les exigences du RPA99/2003 Articles 7.4.2. :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- A_{min} : 0.8% en zone IIa
- A_{max} : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement
- \emptyset_{min} : 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- La longueur minimale de recouvrement L_{min} est de $40\emptyset$ et la jonction par recouvrement doit être faite si possible en dehors des zones nodales.
- L'espacement entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

Les valeurs des sections d'armature maximales et minimales prescrites par le RPA sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 1.Sections d'armatures minimales et maximales des poteaux

Section (cm ²)	A _{min} (cm ²) 0.8% en zone IIa	A _{max}	
		Zone courante (cm ²) 4%	Zone de recouvrement (cm ²) 6%
60x50	24	120	180
55x45	19.8	99	148.5
50x40	16	80	120
45x35	12.6	63	94.5
40x30	9.6	48	72

2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les différentes sollicitations dans les poteaux sont tirées directement du logiciel ETABS :

Tableau 2.les sollicitations maximales dans les poteaux

Niveau	N _{max} →M _{corr}	M _{max} →N _{corr}	N _{min} →M _{corr}	V (KN)
1 et 2	2306.49→7.62	-118.42→1283.20	255.58→-18.75	110.99
	ELU	G+Q+VY	0.8G-Vx	
3 et 4	1801.42→29.24	71.57→1443.15	179.86→-18.34	86.34
	ELU	G+Q+VY	0.8G+Vy	
5 et 6	1325.29→31.33	67.3→1030.02	124.71→-23.83	77.98
	ELU	G+Q+Vx	0.8G+Vy	
7 et 8	879.67→31.08	56.79→656.23	73.8→-22.07	62.23
	ELU	G+Q-Vx	0.8G+Vy	
9 et 10	462.29→27.4	40.36→352.15	19.34→-14.69	34.57
	ELU	G+Q+Vx	0.8G+Vy	

Exemple de calcul de ferrailage longitudinal :

On va ferrailer les poteaux du RDC

Le calcul se fait à la flexion composée (N+M) avec les données suivantes :

- 1^{ere} combinaison ELU : N_{max}→M_{corr}

$$\begin{cases} N_{max} = 2306.49KN \text{ (compression)} \\ M_{cor} = 7.62KN.m \end{cases}$$

La fissuration est préjudiciable →e=3cm

$$b=50\text{cm} , \quad h=60\text{cm} , \quad d=57\text{cm}$$

Situation courante $\rightarrow \gamma_s=1.15, \gamma_b=1.5$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.33\text{cm} < \frac{h}{2} = 30\text{cm}$$

Donc le centre de pression est a l'intérieur de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est a l'intérieur de la section de béton,

La section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d-d') - M_{UA} \leq (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = N \cdot e_A = M_{UG} + (d - \frac{h}{2})$$

$$M_{UA} = 7.62 + 2306.49(0.57-0.3) = 630.37 \approx \mathbf{630 \text{ Kn.m}}$$

Donc :

$$N_u(d-d') - M_{UA} = 2306.49(0.57-0.03) - 630 = \mathbf{615.13 \text{ Kn.m}}$$

$$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu} = \mathbf{757.85 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{615.13 < 757.85} \rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

Le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.273 < \mu_l = 0.395 \text{ donc } A' = 0$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 0.447$$

$$z = 0.48\text{m}$$

$$A_1 = 37.76 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -28.55 \text{ cm}^2 \text{ la section est négative donc le béton seul suffit}$$

$$A_{min} = (0.23bd \cdot ft28) / 348 = 3.96 \text{ cm}^2$$

- **2^{ème} combinaison : $M_{max} \rightarrow N_{corr}$**

$$118.42 \text{ Kn.m} \rightarrow 1283.2 \text{ Kn}$$

$e_G = 9 \text{ cm} \rightarrow N_u$ (compression) et C a l'intérieur de la section (SPC) avec la vérification de la condition suivante

$$N_u(d-d') - M_{UA} \leq (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = \mathbf{464.88 \text{ Kn.m}}$$

$$N_u(d-d') - M_{UA} = \mathbf{228.128 \text{ Kn.m}}$$

$$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu} = \mathbf{986.28 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{228.128 \text{ KN.m} < 986.28 \text{ KN.m}}$$

le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec M_{UA}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.155$$

$$\alpha = 0.211$$

$$z = 0.521 \text{ m}$$

On revient a la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = -9.8 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc le béton seul suffit}$$

$$A_{min} = 3.44 \text{ cm}^2$$

- **3^{ème} combinaison : $N_{min} \rightarrow M_{cor}$**

$$255.58 \text{ KN} \rightarrow 18.75 \text{ KN.m}$$

$e_G = 7 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \rightarrow N_u$ (compression) et C à l'intérieur de la section (SPC) avec la vérification de la condition suivante :

$$N_u(d-d') - M_{UA} \leq (0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu}$$

$$M_{UA} = 87.76 \text{ kN.m}$$

$$N_u(d-d') - M_{UA} = 50.25 \text{ KN.m}$$

$$(0,337 h - 0,81 d') b h f_{bu} = 986.28 \text{ KN.m}$$

$$50.25 \text{ KN.m} < 986.28 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec M_{UA}

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2 f_{bu}} = 0.029$$

$$\alpha = 0.037$$

$$z = 0.561 \text{ m}$$

On revient a la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N_U}{f_{st}} = -2.48 \text{ cm}^2 < 0 \text{ donc le béton seul suffit}$$

$$A_{min} = 3.44 \text{ cm}^2$$

Donc on ferraille avec **Amin du RPA99/v2003**

$$A_{RPA}^{min} = 24 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : soit **4HA20+8HA16=28.65cm²**

Le tableau qui suit résume les sections de ferrailage du reste des poteaux de chaque étage :

Tableau 3.ferrailage longitudinal des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Types de section	Acalculé (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{RPA} _{min} (cm ²)	Aadopté (cm ²)
Sous-sol, RDC et 1	60x50	SPC	-28.55	3.44	24	4Ø20+8Ø16 = 28.65
			-9.81			
			-2.48			
2 et 3	55x45	SPC	-20.70	3.97	19.8	4Ø16+8Ø14 = 20.36
			-13.22			
			-1.45			
4 et 5	50x40	SPC	-14.82	3.13	16	12Ø14 = 18.47
			-8.38			
			-0.35			
6 et 7	45x35	SPC	-9.28	2.84	12.6	12Ø12 = 13.57
			-4.34			
			0.36			
8 et 9	40x30	SPC	-4.13	2.55	9.6	12Ø12 = 13.57
			-1.51			
			0.75			

3. Calcul de ferrailage transversal :

La section des armatures transversales est donnée par l'expression du RPA :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V}{hf_e}$$

V : l'effort tranchant de calcul

h : la hauteur de la section brute

f_e: contrainte d'acier

t : espacement des armatures transversales

ρ : coefficient correcteur $\rightarrow \begin{cases} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b \text{ ou } h} \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Art 7.4.2.2)}$$

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 nodal : $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$zone IIa.

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

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0.3\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) \text{ ou } 0.8\%(h_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Pour les cadres, étriers et épingles utilisés comme armatures transversales, on considère que l'ancrage des extrémités de ces armatures est assuré lorsque les parties courbes sont prolongées de parties rectilignes d'une longueur au moins égale à :

- 5ϕ à la suite d'un arc de cercle de 180°
- 10ϕ à la suite d'un arc de cercle de 135°
- 15ϕ à la suite d'un arc de cercle de 90°

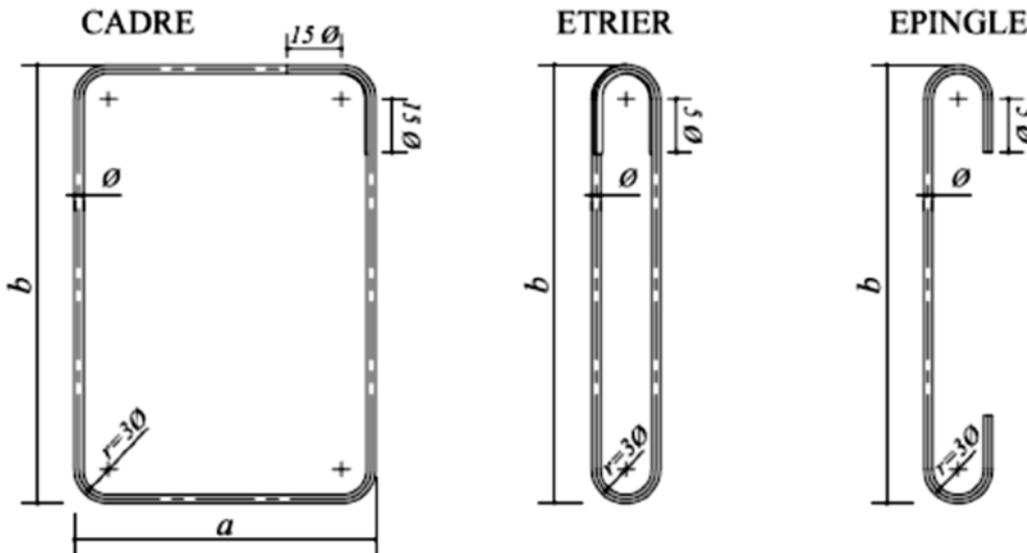


Figure 1. Ancrage des extrémités des cadres, étriers et épingles.

• Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC

L'effort tranchant qui revient aux poteaux ($V= 110.99$ kN)

$b=50\text{cm}$, $h=60\text{cm}$, $V= 110.99$ kN, $\phi_l= 16$ mm

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_l^{min} ; 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15) \Rightarrow t = 10\text{cm}$
- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l^{min} = 24 \Rightarrow t = 15\text{cm}$

$$l_f=0.7l_0=2.016 \text{ m}, \quad \lambda_g = \min\left(\frac{l_f}{b}, \frac{l_f}{h}\right) = \frac{2.016}{0.6} = 3.36 < 5 \text{ donc } \rho=3.75$$

$$A_t = t \cdot \frac{\rho_a V}{h f_e} = \begin{cases} \text{zone nodale : } 1,73 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante : } 2,60 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$3 < \lambda_g = 3.36 < 5$ donc le A_{min} sera calculé par l'interpolation linéaire

$$A_{min}=0.644\%$$

$$A_t^{min} = \begin{cases} \text{zone nodale : } 3,86 \text{ cm}^2 \\ \text{zone courante : } 5,79 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Choix de l'armature : deux cadres Ø12 et un étrier Ø12, 6HA12 = 6.79 cm²

Pour Le reste des poteaux les sections seront résumées dans le tableau suivant :

Tableau 4.ferrailage transversal des poteaux.

Niveau	s-sol, RDC et 1	2 et 3	4 et 5	6 et 7	8 et 9
Section (cm ²)	50X60	45X55	40X50	35X45	30X40
λ_g	3.36	3,66	4,03	4,48	5,04
V_{max} (kn)	110.99	86.34	77.98	62.23	34.57
l_f (m)	2.016	2.016	2.016	2.016	2.016
ρ	3.75	3.75	3.75	3,75	2,5
$t_{zone\ nodal}$	10	10	10	10	10
$t_{zone\ courant}$	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	2,60	2.20	2,19	1,94	0,81
A_{min} (cm ²)	5,79	5,23	4,06	2,90	1,35
$A_{adopté}$ (cm ²)	6HA12 = 6.79	6HA12 = 6.79	6HA10 = 4.71	6HA8 = 3.02	6HA8 = 3.02

4. Vérification de diamètre minimal des armatures transversales :

D'après le (CBA93 Art.7.1.3) : $\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l^{max}$

Prenons le niveau 1 : $\phi_t \geq \frac{1}{3} 20 = 6.67 < 12$

Pour les autres niveaux les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5.Vérification de diamètre minimal des armatures transversales

Section	ϕ_l^{max}	$\frac{1}{3} \phi_l^{max}$	ϕ_t^{min}	Observation
50X60	20	6,67	12	Vérifiée
45X55	16	5,33	12	Vérifiée
40X50	16	5,33	10	Vérifiée
35X45	14	4,67	8	Vérifiée
30X40	14	4,67	8	Vérifiée

**5. Vérifications nécessaires :
Vérification au flambement**

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA99 (Art B.8.2.1) nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. la relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{calc} = \frac{N_u}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_b}\right)}$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$; section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé au chapitre II.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6. Vérification des poteaux au flambement.

Sections	N _u	i	λ	α	(B _r ≥ B _r ^{calc})		Observation
					B _r	B _r ^{calc}	
50X60	2306.49	0,173	11,653	0,832	0,278	0,125	Vérifiée
45X55	1801.42	0,159	12,679	0,828	0,228	0,098	Vérifiée
40X50	1325.29	0,144	14	0,824	0,182	0,073	Vérifiée
35X45	879.67	0,13	15,508	0,818	0,142	0,049	Vérifiée
30X40	462.29	0,115	17,53	0,809	0,106	0,026	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement.

Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V \leq \sigma_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} \times V' \leq \sigma_{bc} \end{cases}$$

Avec : $s = b \times h + 15(A + A')$: section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B + 15(A' + A)} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau 7. Vérification de la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité

Sections (cm ²)	50X60	45X55	40X50	35X45	30X40
d (cm)	57	52	47	42	37
A (cm²)	26.89	20.11	17.28	13.76	12.95
V (m)	0,599	0,549	0,498	0,448	0,398
V' (m)	0,0008	0,001	0,0012	0,0013	0,0015
I_{yy'} (m⁴)	0,0358	0,0248	0,0165	0,0115	0,0063
N_{ser} (MN) X10⁻³	1653.37	1311.34	965.05	641.04	337.78
M_{ser} (MN.m) X10⁻³	49.23	26.04	24.63	25.87	22.93
σ_{bc1} (MPa)	6,17	5,687	5,37	4,999	4,116
σ_{bc2} (MPa)	5,35	5,11	4,63	3,89	2,67
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérification des contraintes de cisaillements :

D'après le **RPA99/2003(Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bc} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases} \dots \dots \dots \text{Rpa99/2003 (art7.4.3.2)}$$

$b_0 =$ dimensions de la section du poteau dans la direction de déformation considérée

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 8. Vérification des poteaux sous les contraintes de cisaillements

Section (cm ²)	<i>l_f</i> (cm)	λ_g	ρ_b	<i>d</i> (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bc}$ (MPa)	Obs
50X60	2,016	3,36	0,04	0,57	110,99	0,389	1	Vérifiée
45X55	2,016	3,66	0,04	0,52	86,34	0,368	1	Vérifiée
40X50	2,016	4,03	0,04	0,47	77,98	0,414	1	Vérifiée
35X45	2,016	4,48	0,04	0,42	62,23	0,423	1	Vérifiée
30X40	2,016	5,04	0,075	0,37	34,57	0,311	1,875	Vérifiée

6. Détermination de la zone nodale :

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques). La zone nodale est définie par l' et h'

$$\text{Avec : } \begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré

h_e : Hauteur d'étage

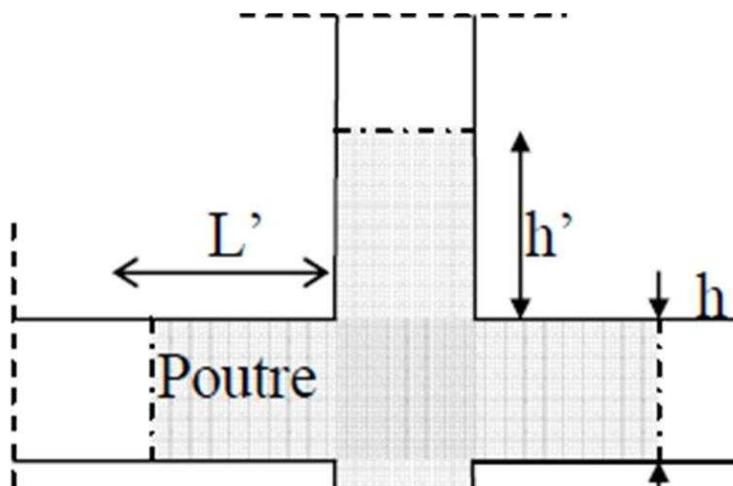


Figure 2.Zone nodale

Tableau 9.Détermination de la zone nodale

Niveau		S-sol, RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage
Section		50X60	45X55	40X50	35X45	30X40
L' (cm)	P.P	80	80	80	80	80
	P.S	60	60	60	60	60
h' (cm)		60	60	60	60	60

Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25 cm

- Longueurs des crochets : $l_c \geq 10 \times \phi_t$

Pour $\phi_t = 12 \text{ mm} \rightarrow l_c = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$

Pour $\phi_t = 10 \text{ mm} \rightarrow l_c = 10 \times 1.2 = 10 \text{ cm}$

Pour $\phi_t = 8 \text{ mm} \rightarrow l_c = 10 \times 0.8 = 8 \text{ cm}$

- Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi_l$

Pour $\phi_l = 20 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $l_r = 80 \text{ cm}$

Pour $\phi_l = 16 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $l_r = 65 \text{ cm}$

Pour $\phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $l_r = 60 \text{ cm}$

Pour $\phi_l = 12 \text{ mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $l_r = 50 \text{ cm}$

Schémas de ferrailage des poteaux :

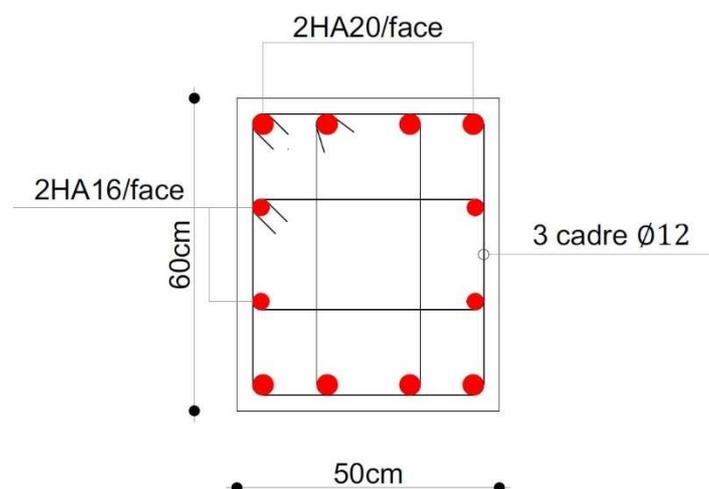


Figure 3. Schéma de ferrailage des poteaux sous-sol, RDC et 1^{er} étage

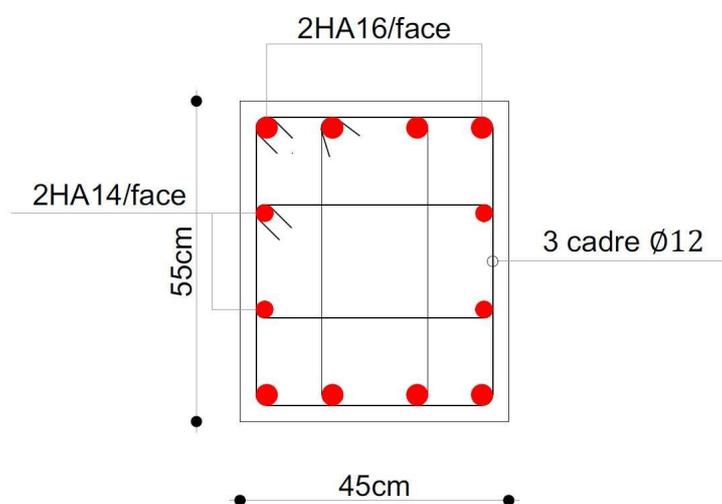


Figure 4. Schéma de ferrailage des poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étage

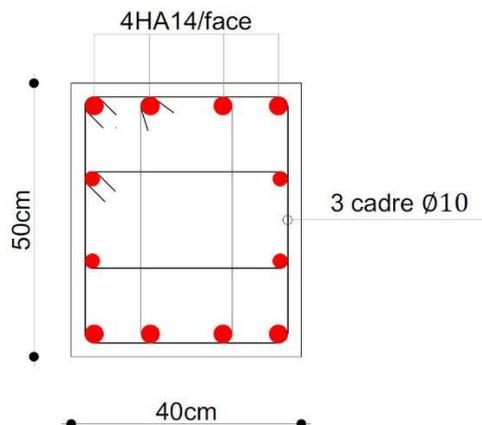


Figure 5. Schéma de ferrailage des poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étage

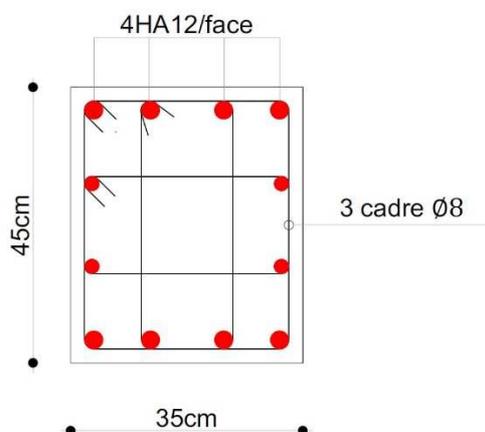


Figure 6. Schéma de ferrailage des poteaux 6^{ème} et 7^{ème} étage

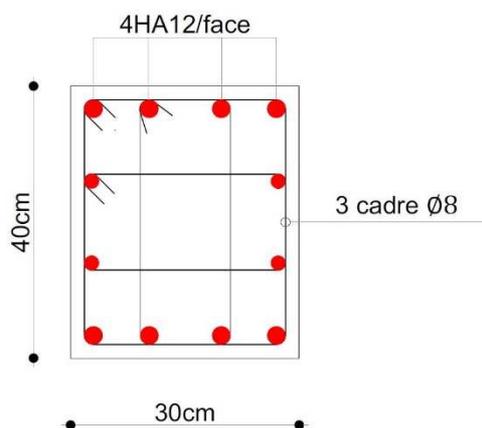


Figure 7. Schéma de ferrailage des poteaux 8^{ème} et 9^{ème} étage

II. Calcul 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 + 1,5 Q.....*ELU*
- G + Q *ELS*
- G + Q + E..... *accidentelles*
- G + Q – E..... *accidentelles*
- 0,8G + E..... *accidentelles*
- 0,8G – E..... *accidentelles*

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% de la section du béton en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section du béton en zone courante.
 - 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Ø en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

Armatures transversales : RPA99/2003(art7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est données par : $A_t = 0.3\% \cdot St \cdot h$

Avec : St : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) \text{ En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ En dehors de la zone nodale}$$

La valeur du diamètre Ø des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

1. Sollicitation et ferrailage des poutres :

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS V16

Tableau 10.ferrailage des poutres principales (30*40) cm2

Niveau	Localisation	M (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Nombre de barres
S-sol	Travée	41.67	3.36	6	6.03	3HA16
	Appui	-57.72	4.69	6	6.03	3HA16
RDC	Travée	41.67	3.36	6	6.03	3HA16
	Appui	-57.72	4.69	6	6.03	3HA16
1	Travée	41.76	3.37	6	6.03	3HA16
	Appui	-64.65	5.34	6	6.03	3HA16
2	Travée	43.05	3.48	6	6.03	3HA16
	Appui	-68.58	5.69	6	6.03	3HA16
3	Travée	43.48	3.52	6	6.03	3HA16
	Appui	-69.14	5.74	6	6.03	3HA16
4	Travée	42.50	3.44	6	6.03	3HA16
	Appui	-70.16	5.83	6	6.03	3HA16
5	Travée	41.77	3.37	6	6.03	3HA16
	Appui	-68.15	5.65	6	6.03	3HA16
6	Travée	42.19	3.41	6	6.03	3HA16
	Appui	-66.66	5.52	6	6.03	3HA16
7	Travée	43.48	3.52	6	6.03	3HA16
	Appui	-63.04	5.20	6	6.03	3HA16
8	Travée	42.23	3.41	6	6.03	3HA16
	Appui	-64.30	5.31	6	6.03	3HA16
9	Travée	50.44	4.11	6	6.03	3HA16
	Appui	-70.15	5.83	6	6.03	3HA16

Tableau 11.Ferrailage des poutres secondaires (30*30) cm2.

Niveau	Localisation	M (KN.m)	A ^{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A ^{adop} (cm ²)	Nombre de barres
S-sol	Travée	15.32	1.67	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-23.28	2.58	4.50	4.62	3HA14
RDC	Travée	15.32	1.67	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-23.28	2.58	4.50	4.62	3HA14
1	Travée	15.50	1.69	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-29.32	3.29	4.50	4.62	3HA14
2	Travée	15.78	1.73	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-35.01	3.97	4.50	4.62	3HA14
3	Travée	17.21	1.87	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-37.91	4.32	4.50	4.62	3HA14
4	Travée	18.60	2.04	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-40.78	4.67	4.50	5.75	3HA14+(chapeau)1HA12
5	Travée	18.53	2.04	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-41.47	4.76	4.50	5.75	3HA14+(chapeau)1HA12
6	Travée	17.71	1.94	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-42.33	4.87	4.50	5.75	3HA14+(chapeau)1HA12
7	Travée	18.45	2.03	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-41.57	4.77	4.50	5.75	3HA14+(chapeau)1HA12
8	Travée	15.33	1.67	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-35.47	4.02	4.50	4.62	3HA14
9	Travée	11.80	1.28	4.50	4.62	3HA14
	Appui	-32.78	3.70	4.50	4.62	3HA14

2. Ferrailage transversal des poutres :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \rightarrow \begin{cases} \text{poutres prrincipales : } \phi_t \leq \min(12; 11.4 ; 30) \\ \text{poutres secondaires : } \phi_t \leq \min(12; 8.57 ; 30) \end{cases}$$

Soit $\phi_t = 8\text{mm}$ et $A_t = 4\text{HA}8 = 2.1\text{cm}^2$ (**1cadre Ø8 + 1 étrier Ø8**)

3. Calcul des espacements :

Zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) \rightarrow St \leq \min(10 ; 14.4)$

Zone courante : $St \leq \frac{h}{2} = 20$

Soit $St = \begin{cases} 10\text{cm} & \text{en zone nodale} \\ 15\text{cm} & \text{en zone courante} \end{cases}$

Vérification des sections d'armatures transversales minimales :

$A_{\min} = 0.003 \times St \times b = 1.35\text{cm}^2 < 2.01\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

Vérifications des pourcentages maximaux d'armatures longitudinales :

Pour l'ensemble des poutres :

- En zone de recouvrement : $A_{\max} = 4\% (b \times h) \dots\dots\dots$ **RPA99/2003(Art 7.5 .2.1)**

Poutres principales : $A_{\max} = 48\text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $A_{\max} = 36\text{ cm}^2$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

Calcul des longueurs de recouvrement

Pour $\phi = 16\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $lr = 65\text{ cm}$

Pour $\phi = 14\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $lr = 60\text{ cm}$

Pour $\phi = 12\text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{ cm} \rightarrow$ on adopte : $lr = 60\text{ cm}$

4. Vérifications nécessaires :

❖ **A l'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$A^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales : } A^{\min} = 1.36\text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires : } A^{\min} = 0.99\text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérification des contraintes tangentielles : (BAEL A.5.1,211)

$$\tau = \frac{V}{bd}$$

La contrainte tangentielle limite ultime :

$$\bar{\tau} = \min\left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33 \text{ et } 5)$$

$$\bar{\tau} = \mathbf{3.33\text{ MPa}}$$

Tableau 12.Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	Section (cm ²)	Vmax (kn)	τ (Mpa)	τ̄ (Mpa)	Vérification
<i>Principales</i>	30x37.5	105.88	0.94	3.33	Vérifiée
<i>Secondaires</i>	30x27.5	37.23	0.45	3.33	Vérifiée

5. Vérification de l'effort tranchant aux abouts des poutres :

Poutres principales :

$$A \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} = \frac{105.88 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = \mathbf{3.04 \text{ cm}^2} = 4.95 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} \text{ (aux appuis)..... vérifiée.}$$

Poutres Secondaires :

$$A \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e} = \frac{37.23 \times 1.15 \times 10^{-3}}{400} = \mathbf{1.07 \text{ cm}^2} = 4.95 \text{ cm}^2 < A_{\text{min}} \text{ (aux appuis)..... vérifiée.}$$

❖ **A L'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Tableau 13.Vérification des contraintes de béton.

Poutres		Mser (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Condition
<i>Principales</i>	<i>Travée</i>	36.86	0.000348	0.082387	8,71	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	-46.47	0.000242	0.068177	13.08	15	Vérifiée
<i>Secondaires</i>	<i>Travée</i>	13.39	0.000176	0.068892	5.25	15	Vérifiée
	<i>Appuis</i>	-10.79	0.000123	0.057241	9.19	15	Vérifiée

Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

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

- $h \geq h_f = \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l$
- $A \leq A_f = \frac{4,2.b.d}{f_e}$
- $L < 8 \text{ m}$

Tableau 14.Vérification de l'état limite de déformation

	h (cm)	b (cm)	L (m)	A (cm ²)	$\frac{4, 2. b. d}{f_e}$ (cm ²)	l/16 (cm)	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
<i>Pp</i>	40	30	4.85	6.03	11.81	30.31	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
<i>Ps</i>	30	30	4.2	4.62	8.66	26.25	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Les trois conditions sont Observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

6. Vérification des zone nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Article7.6.2) exige que :

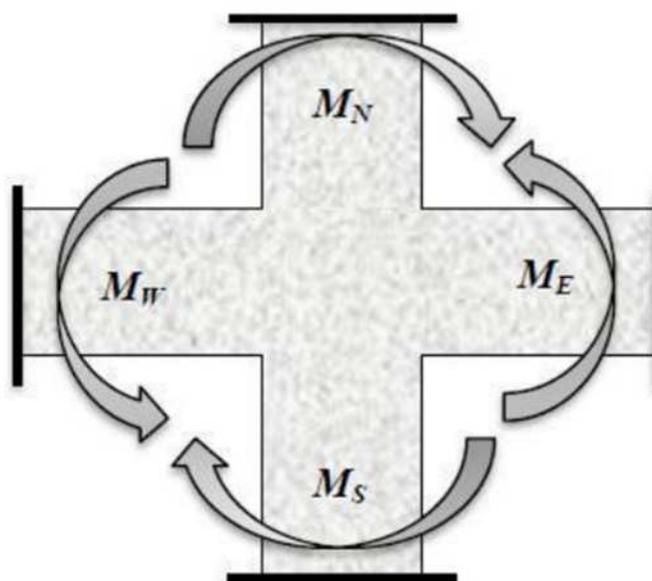


Figure 8.répartition des moments dans les zones nodales

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$

Détermination du moment résistant :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.
- De la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_S \times \sigma_S ; \text{ Avec } Z = 0.9h ; \sigma_S = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

III. Les poteaux :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 15. Les moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	h (m)	Z (m)	A (cm ²)	σs (MPa)	Mr (kN.m)
<i>S-sol</i>	60X50	0.60	0,54	28.65	348	538,390
<i>RDC</i>	60X50	0.60	0,54	28.65	348	538,390
<i>1</i>	60X50	0.60	0,54	28.65	348	538,390
<i>2</i>	55X45	0.55	0,495	20.36	348	350,721
<i>3</i>	55X45	0.55	0,495	20.36	348	350,721
<i>4</i>	50X40	0.50	0,45	18.47	348	289,240
<i>5</i>	50X40	0.50	0,45	18.47	348	289,240
<i>6</i>	45X35	0.45	0,405	13.57	348	191,255
<i>7</i>	45X35	0.45	0,405	13.57	348	191,255
<i>8</i>	40X30	0.40	0,36	13.57	348	170,005
<i>9</i>	40X30	0.40	0,36	13.57	348	170,005

IV. Les poutres :

a- Les poutres principales :

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 16. Les moments résistants dans les poutres principales.

Niveau	Section (cm ²)	h (m)	Z (m)	A ^{sup} (cm ²)	A ^{inf} (cm ²)	σs (MPa)	M ^{sup} (kN.m)	M ^{inf} (kN.m)
<i>S-sol</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>RDC</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>1</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>2</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>3</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>4</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>5</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>6</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>7</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>8</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54
<i>9</i>	40X30	0.4	0,36	6.03	6.03	348	75.54	75.54

b- Les poutres Secondaires :

Tableau 17. Les moments résistants dans les poutres Secondaires.

Niveau	Section (cm ²)	h (m)	Z (m)	A ^{sup} (cm ²)	A ^{inf} (cm ²)	σs (MPa)	M ^{sup} (kN.m)	M ^{inf} (kN.m)
<i>S-sol</i>	30X30	0.4	0,36	4.62	4.62	348	57,88	57,88
<i>RDC</i>	30X30	0.4	0,36	4.62	4.62	348	57,88	57,88
<i>1</i>	30X30	0.4	0,36	4.62	4.62	348	57,88	57,88
<i>2</i>	30X30	0.4	0,36	4.62	4.62	348	57,88	57,88
<i>3</i>	30X30	0.4	0,36	4.62	4.62	348	57,88	57,88
<i>4</i>	30X30	0.4	0,36	5.75	4.62	348	72,04	57,88
<i>5</i>	30X30	0.4	0,36	5.75	4.62	348	72,04	57,88
<i>6</i>	30X30	0.4	0,36	5.75	4.62	348	72,04	57,88
<i>7</i>	30X30	0.4	0,36	5.75	4.62	348	72,04	57,88
<i>8</i>	30X30	0.4	0,36	4.62	4.62	348	57,88	57,88
<i>9</i>	30X30	0.4	0,36	4.62	4.62	348	57,88	57,88

Vérification des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant :

Tableau 18. Vérification des nœuds selon le sens principal.

Niveau	M _N	M _S	M _N + M _S	M _W	M _E	1.25(M _W + M _E)	Observation
<i>S-sol</i>	538,39	505,317	1043,707	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>RDC</i>	538,39	505,317	1043,707	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>1</i>	538,39	505,317	1043,707	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>2</i>	350,721	346,415	697,136	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>3</i>	350,721	346,415	697,136	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>4</i>	289,24	270,605	559,845	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>5</i>	289,24	270,605	559,845	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>6</i>	191,255	193,933	385,188	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>7</i>	191,255	193,933	385,188	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>8</i>	170,005	162,238	332,243	151,08	151,08	377,7	Vérifiée
<i>9</i>	0	162,238	162,238	151,08	151,08	377,7	N,Vérifiée

Tableau 19. Vérification des nœuds selon le sens Secondaires.

Niveau	M_N	M_S	$M_N + M_S$	M_W	M_E	$1.25(M_W + M_E)$	Observation
<i>S-sol</i>	538,39	505,317	1043,707	115,76	115,76	289,4	Vérifiée
<i>RDC</i>	538,39	505,317	1043,707	115,76	115,76	289,4	Vérifiée
<i>1</i>	538,39	505,317	1043,707	115,76	115,76	289,4	Vérifiée
<i>2</i>	350,721	346,415	697,136	115,76	115,76	289,4	Vérifiée
<i>3</i>	350,721	346,415	697,136	115,76	115,76	289,4	Vérifiée
<i>4</i>	289,24	270,605	559,845	129,92	129,92	324,8	Vérifiée
<i>5</i>	289,24	270,605	559,845	129,92	129,92	324,8	Vérifiée
<i>6</i>	191,255	193,933	385,188	129,92	129,92	324,8	Vérifiée
<i>7</i>	191,255	193,933	385,188	129,92	129,92	324,8	Vérifiée
<i>8</i>	170,005	162,238	332,243	115,76	115,76	289,4	Vérifiée
<i>9</i>	0	162,238	162,238	115,76	115,76	289,4	N, Vérifiée

Schémas de ferrailage des poutres

Les poutres principales sont ferrillées avec une même section d'acier dans tous les niveaux

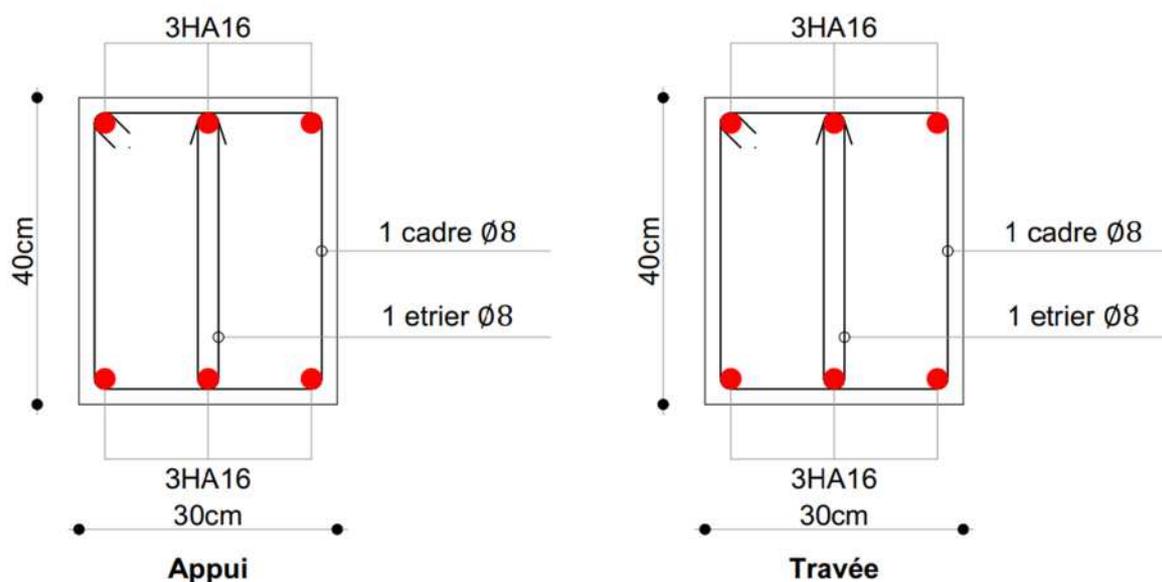


Figure 9. Schéma de ferrailage des poutres principales s-sol, RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage

Schéma de ferrailage des poutres secondaires

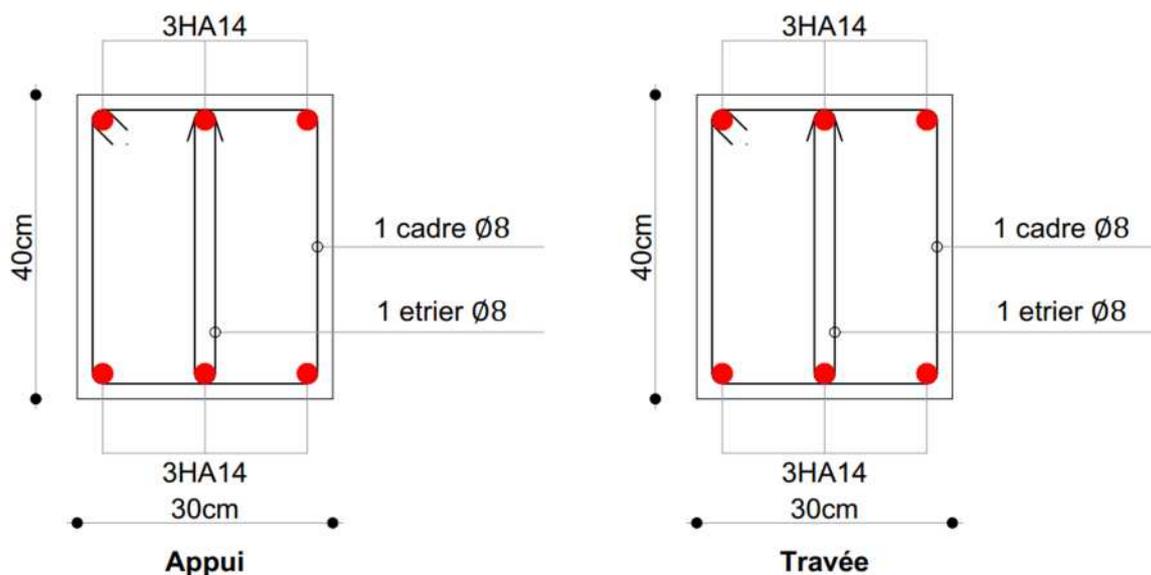


Figure 10. Schéma de ferrailage des poutres secondaires s-sol, RDC, 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étage

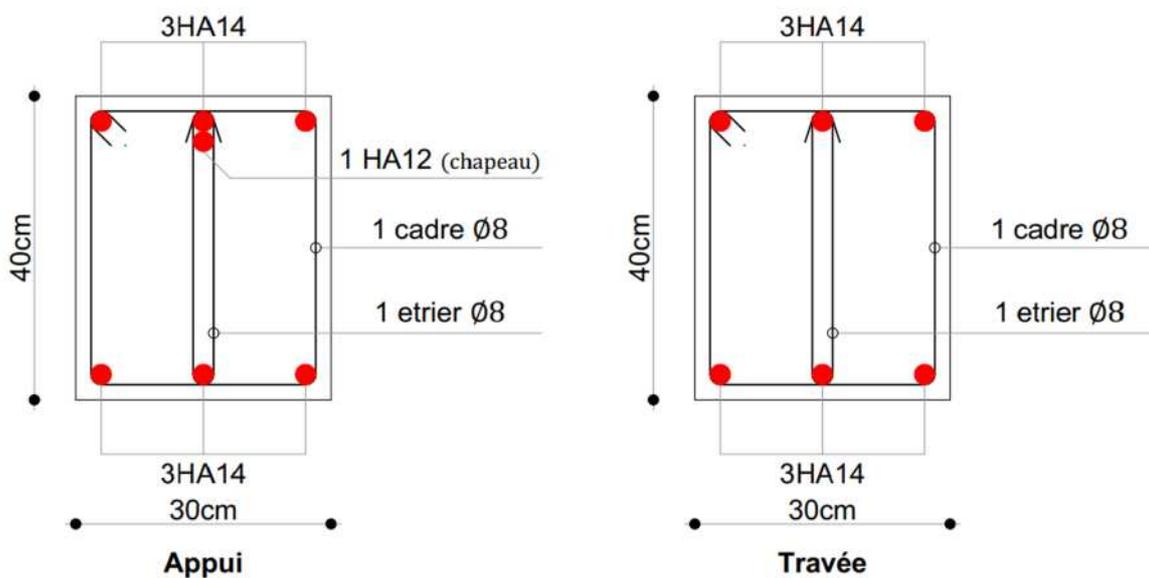


Figure 11. Schéma de ferrailage des poutres secondaires 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage

Ferraillage des voiles de contreventement :

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone **IIa** (moyenne sismicité) Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$\text{ELU} : 1.35G+1.5Q$$

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

$$\text{ELA} : \begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8G \mp E \end{cases}$$

Le ferraillage qu'on va adopter est donné par les sollicitations suivant :

$$\begin{cases} M^{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \\ N^{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \\ N^{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \end{cases}$$

Recommandation RPA :

- Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min}=0.2\% * L_r * e$$

e : l'épaisseur du voile

L_r : la longueur de la zone tendue du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal a 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

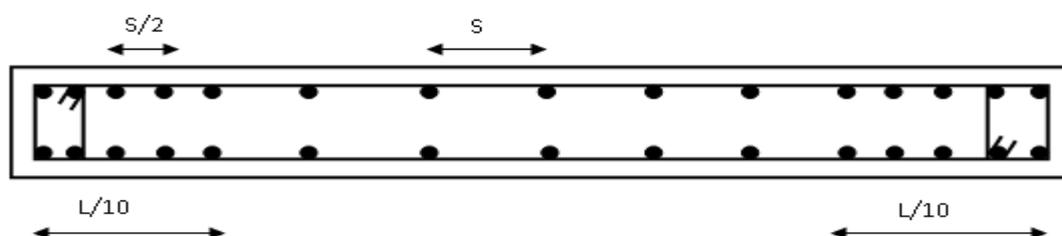


Figure 12. disposition des armatures verticales dans les voiles

- **Armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

- **Armatures transversales :**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de **4** épingles par **1m²** au moins.

- **Armatures horizontales :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

- **Règles communes aux armatures verticales et horizontales**

Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times h \quad \text{Dans la zone extrême de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times e \times h \quad \text{Dans la zone courante du voile.}$$

Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

$$\text{L'espace } S_t = \min \left(1.5 \times e ; 30cm \right) \text{ avec } e : \text{ épaisseur du voile.}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m².

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

_ 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

_ 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Ferraillage des voiles :**

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous un effort normal « N » et un moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du logiciel ETABS :

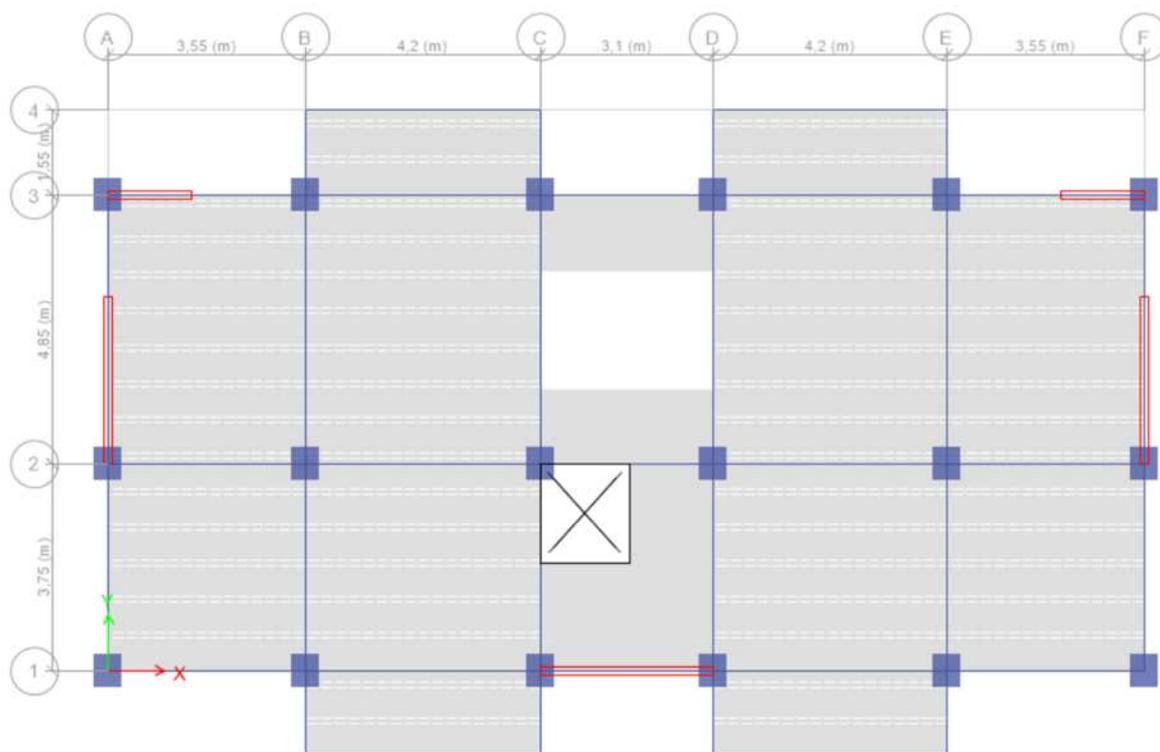


Figure 13.emplacements des voiles

Tableau 20.les sollicitations maximales dans le voile V_{X1}

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	818.65	29.36	-21.06	23.41	331.25	729.89	123.24

Tableau 21.les sollicitations maximales dans le voile V_{X2}

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	2078.18	29.63	864.29	55.01	1657.48	1516.9	461.54

Tableau 22.les sollicitations maximales dans le voile V_Y

Niveau	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	1521.85	1486.37	339.67	1585.27	-1607.65	653.79	-397.28

Exemple de calcul : voile Vx1

$$M = 331.25 \text{ kn (compression)}$$

$$N = 729.89 \text{ kn.m}$$

Calcul des contraintes dans le voile :

$$\sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} y$$

$$S = 0.15 * 1.5 = 0.225 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.15 * 1.5^3}{12} = 0.042 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \begin{cases} \sigma^+ = 9.16 \text{ MN/m}^2 \\ \sigma^- = -2.67 \text{ MN/m}^2 \end{cases}$$

C'est une section partiellement comprimée

Le Calcul se fait par assimilation a la flexion simple avec M_{ua}

$$M_{ua} = M_u + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 331.25 - 729.89 (1.45 - 0.75)$$

$$M_{ua} = 842.17 \text{ kn.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b * d^2 * f_{bu}} = 0.135$$

$$z = 1.34 \text{ m}$$

$$A = \frac{842.17}{1.34 * 400} + \frac{729.89}{400} = -2.53 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures horizontales :

$V = 123.24 \text{ kn}$ doit être majoré de 40% selon le RPA

Donc $\bar{V} = 1.4V = 172.54 \text{ kn}$

$$\tau = \frac{172.54}{0.15 * 1.45} = 0.793 \text{ mpa} < \bar{\tau} = 0.2 f_c 28 = 5 \text{ mpa}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement

on fixe l'espacements S_t : soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{S_t * \gamma_s * \tau * e}{0.9 f_e} = 0.66 \text{ cm}^2$$

Les tableaux suivants résument les sollicitations et le ferrailage des voiles suivant X-X

Tableau 23.résumé du ferrailage du voile Vx1

Niveau	RDC	
$L (m)$	1.5	<i>Le ferrailage du voile VX1 est le même dans tous les niveau</i>
$e(cm)$	15	
$M (kn.m)$	23.41	
$N (kn)$	-21.06	
$V (kn)$	123.24	
$\tau (mpa)$	0.793	
$\bar{\tau} (mpa)$	5	
$Lt (m)$	0.6	
$A(tendue) (cm^2)$	0.67	
$A_{min}(tendue) (cm^2)$	1.83	
$A_{min}(cm^2)$	3.375	
$A(adoptée) (cm^2)$	3.375	
Nombre de barre totale	10HA10	
$St (cm)$	20	
$Ah (cm^2)$	0.66	
$Ah_{min}(cm^2)$	2.25	
$Ah_{adopté}$	2HA10	

Tableau 24.résumé des sollicitations et ferrailages des voiles Vx2

Niveau	RDC	
$L (m)$	3.10	<i>Le ferrailage du voile VX2 est le même dans tous les niveau</i>
$e(cm)$	15	
$M (kn.m)$	1657.48	
$N (kn)$	1516.9	
$V (kn)$	461.54	
$\tau (mpa)$	1.41	
$\bar{\tau} (mpa)$	5	
$Lt (m)$	0.82	
$A(tendue) (cm^2)$	11	
$A_{min}(tendue) (cm^2)$	2.45	
$A_{min}(cm^2)$	6.975	
$A(adoptée) (cm^2)$	11	
Nombre de barre totale	14HA10	
$St (cm)$	20	
$Ah (cm^2)$	1.32	
$Ah_{min}(cm^2)$	0.75	
$Ah_{adopté}$	2HA10	

Les tableaux suivants résument le calcul des ferrailages des voiles suivant Y-Y

Tableau 25.résumé du calcul des ferrailages du voile Vy

Niveau	RDC	<i>Le ferrailage du voile VY est le même dans tous les niveau</i>
<i>L (m)</i>	3	
<i>e(cm)</i>	15	
<i>M (kn.m)</i>	1585.27	
<i>N (kn)</i>	339.67	
<i>V (kn)</i>	397.28	
<i>τ (mpa)</i>	1.25	
<i>τ̄ (mpa)</i>	5	
<i>Lt (m)</i>	1,34	
<i>A(tendue) (cm²)</i>	18.84	
<i>A_{min}(tendue) (cm²)</i>	4.01	
<i>A_{min}(cm²)</i>	6.75	
<i>A(adoptée) (cm²)</i>	18.84	
<i>Nombre de barre totale</i>	24HA10	
<i>St (cm)</i>	20	
<i>Ah (cm²)</i>	1.17	
<i>Ah_{min}(cm²)</i>	0.75	
<i>Ah_{adopté}</i>	2HA10	

Schémas de ferrailage des voiles

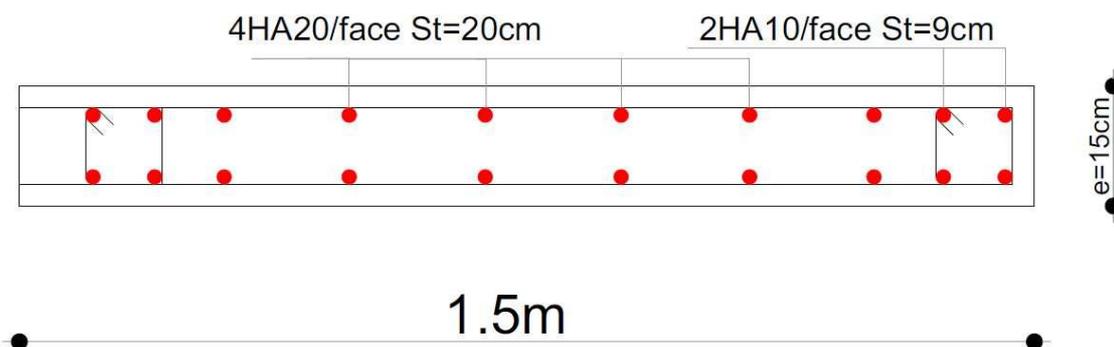


Figure 14.Schémas de ferrailage de voile Vx1

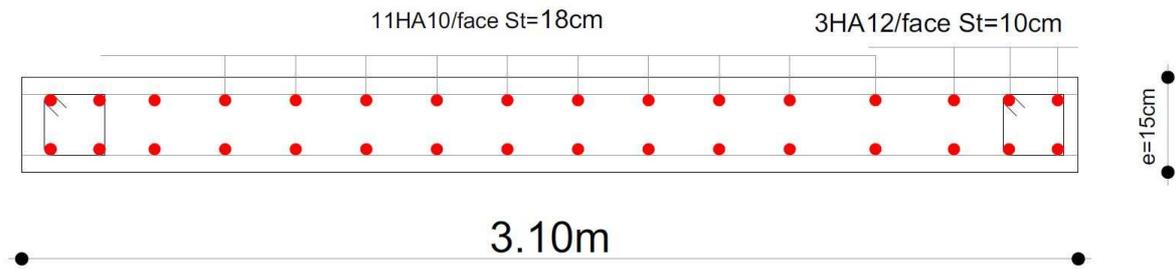


Figure 15. Schémas de ferrailage de voile Vx2

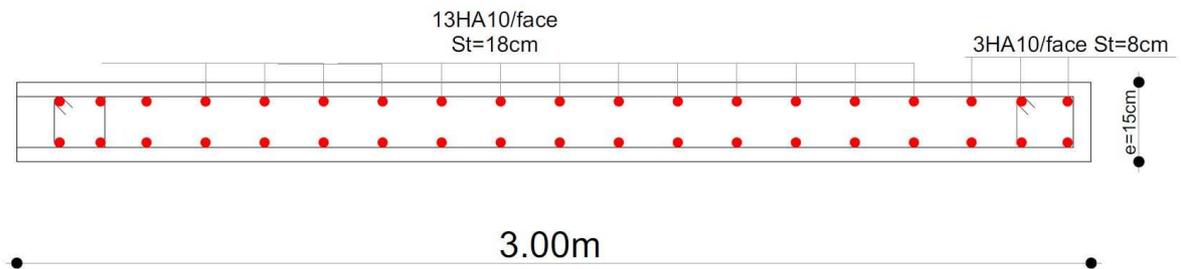


Figure 16. Schémas de ferrailage de voile Vy

CHAPITRE VI

1 Introduction

L'étude de l'infrastructure consiste à analyser les besoins en fondation pour assurer la stabilité et la durabilité des structures. Le calcul des fondations est crucial pour déterminer leur taille, profondeur et la capacité de charge, en fonction du sol, des charges et des conditions environnementales. Une conception précise des fondations est essentielle pour garantir la sécurité des bâtiments.

2 Critère de choix et type de fondations

D'après l'étude géotechnique, le choix de type de fondation se fait selon la consistance et le type du sol d'assise du bâtiment ainsi que son poids propre.

Le choix du type de fondation se fait sur la base de données de la structure et de son implantation.

Selon le rapport du sol, le type de fondation suggéré est superficielle (filantes ou radier général), ancré à partir de 1,6 m, la contrainte du sol est estimée à 1,8 bars.

Afin de déterminer le choix de la fondation à utiliser pour notre structure, on se base sur la surface des fondations nécessaire obtenu à l'aide de la contrainte du sol et du poids de la structure, en la comparant à la surface du bâtiment.

Combinaisons d'action à considérer

$$D'après Le RPA99 \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \quad (\text{Art 10.1.4.1})$$

$$D'après Le DTR BC 2.33.1 : \begin{cases} G + Q \\ 1,35G + 1,5Q \end{cases}$$

2.1 Choix de type de fondation

Le calcul de surface de fondation se fait comme suit :

$$S_{batiment} = 168.3 \text{ m}^2$$

$$S_{fondation} = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

N_s : le poids de la structure

$\bar{\sigma}_{adm}$: contrainte admissible du sol

$$S_{fondation} = \frac{27693.0514}{180} = 153,85 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{fondation}}{S_{bâtiment}} = \frac{153.85}{168.3} = 0.91 = 91\%$$

Vue que le pourcentage de la surface de la fondation égal 91% de la surface totale du bâtiment, on juge que la fondation la plus optimale sera donc un radier général.

3 Etude du radier

Le radier sera calculé comme un plancher en dalle pleine renversé, et à la flexion simple. Il est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier infiniment rigide), il assure une bonne répartition des charges vers le sol.

Il est choisi selon ces trois caractéristiques principales :

- L'importance des charges transmises.
- La mauvaise nature du sol d'assise.
- Le rapprochement des poteaux (petites travée)

3.1 Dimensionnement du radier

Le dimensionnement du radier se base sur les sept conditions suivantes :

- La raideur du radier.
- La résistance du radier au cisaillement.
- La résistance au poinçonnement.
- La résistance au renversement.
- La contrainte du sol.
- La poussée hydrostatique.
- Une condition forfaitaire de coffrage.

La condition de coffrage

On à $l^{max} = 4,85m$; la plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Nervure: } h_t \geq \frac{l_{max}}{10} \\ \text{Radier : } h_r \geq \frac{l_{max}}{20} \end{array} \right.$$

h_t : La hauteur de la nervure.

h_r : La hauteur du radier.

$$\text{ainsi on a : } \left\{ \begin{array}{l} h_t \geq 50 \text{ cm} \\ h_r \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La condition de la rigidité

Le radier est considéré comme infiniment rigide, si : $l_{max} \leq \frac{\pi}{2} l_e$ avec $l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

l_e : la longueur élastique

E : module d'élasticité du béton $\rightarrow E = 32164,19 \text{ MPa}$

I : l'inertie de la section du radier $\rightarrow I = \frac{b \times h^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol,

On a : $1 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{adm} = 1,8 \text{ bar} < 2 \text{ bar}$

Ainsi le sol est considéré moyen. $\rightarrow K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Avec : } h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4,85^4 \times 40000}{3,14^4 \times 32164,19}}$$

$$h_t \geq 0,75 \text{ m}$$

On prend : $h_t = 0.75 \text{ cm} \rightarrow h_r = 0.30 \text{ cm}$

3.2 Vérifications nécessaires

3.2.1 Vérification de la contrainte du sol : DTR BC 2.3.3.1 (art 3.541.a)

Le calcul des contraintes revenant au radier se fait suivant les formules classiques de la RDM. Pour cela il sera nécessaire de calculer l'inertie du radier par rapport à son centre de gravité. En appliquant le théorème de HYUGENS on opte les inerties suivantes :

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

$$\text{inertie}(x; y) \begin{cases} I_{xx} = 1136 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 4904.4 \text{ m}^4 \end{cases} \rightarrow \text{les centres de gravité} \begin{cases} x_G = 9.35 \text{ m} \\ y_G = 4.5 \text{ m} \end{cases}$$

La figure suivante représente les résultats donnés par Socotec :

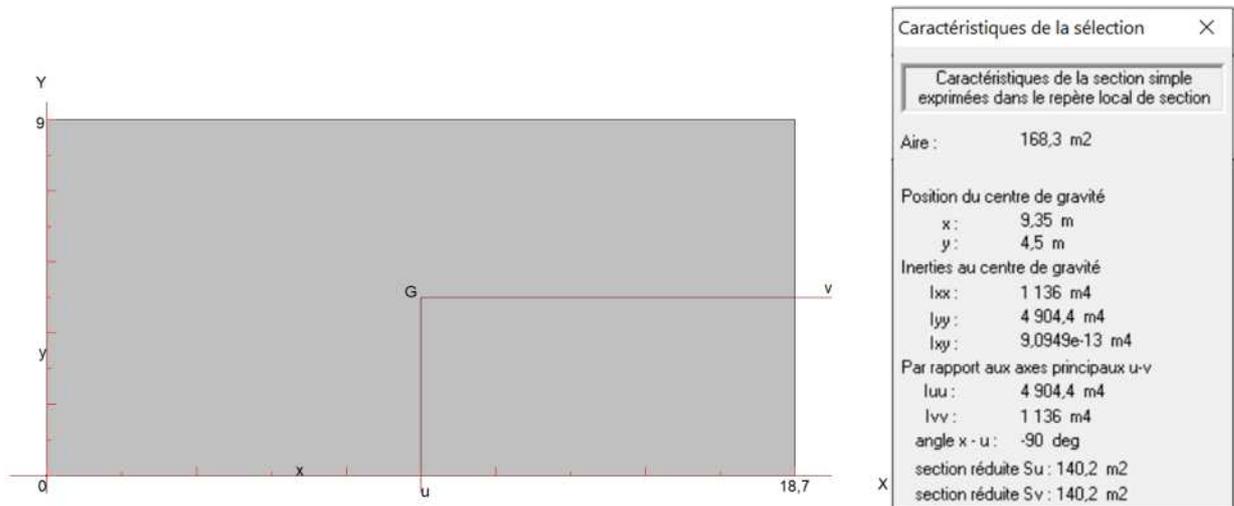


Figure 1. résultats donnés par Socotec

On doit vérifier la condition suivante dans le sens (xx ; yy) :

$$\sigma^{moy} = \frac{3\sigma^+ + \sigma^-}{4} \leq \bar{\sigma}^{sol}$$

La contrainte sous le radier.

$$\sigma^\pm(x) = \frac{N}{S_{radier}} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L_x} \right)$$

$$\sigma^\pm(y) = \frac{N}{S_{radier}} \left(1 \pm \frac{6e_y}{L_y} \right)$$

$M_{x,y}$: les moments à la base à l'ELS donnés par ETABS 2016.

N_s : le poids de la structure $N_s = 27.69 \text{ MN}$

$$\begin{cases} M_x = 0.87 \text{ MN.m} \\ M_y = 0.66 \text{ MN.m} \end{cases}$$

$$e_{x,y} = \frac{M}{N}$$

Détermination des contraintes moyennes :

Sens X-X

$$\sigma^{\pm}(x) = \frac{27.69}{S_{radier}} \left(1 \pm \frac{6e_x}{L_x} \right)$$

$$\sigma^+ = 0,166 \text{ MPa} = 1,66 \text{ bars}$$

$$\sigma^- = 0,163 \text{ MPa} = 1,63 \text{ bars}$$

$$\sigma^{moy} = \frac{3\sigma^+ + \sigma^-}{4}$$

Donc : $\sigma^{moy} = 0,165 \text{ MPa} = 1,65 \text{ bars} < 1,8 \text{ bars}$

Sens Y-Y

$$\sigma^+ = 0,166 \text{ MPa} = 1,66 \text{ bars}$$

$$\sigma^- = 0,162 \text{ MPa} = 1,62 \text{ bars}$$

Donc : $\sigma^{moy} = 0,165 \text{ MPa} = 1,65 \text{ bars} < 1,8 \text{ bars}$

On constate que la contrainte moyenne dans les deux sens est inférieure à la contrainte du sol admissible, ainsi on n'a pas besoin d'un débord pour le radier.

3.2.2 Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA99/version2003 (art 10.1.5)** on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens X-X :

$$e = \frac{0.87}{27.69} = 0.03 \text{ m} < \frac{18.7}{4} = 4.68 \text{ m}$$

Sens Y-Y :

$$e = 0.02 \text{ m} < 2.25 \text{ m}$$

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

Les deux conditions sont satisfaites, ainsi il n'y en a pas de risque de renversement.

3.2.3 Vérification de la poussée hydrostatique

On doit satisfaire la condition suivante :

$$N \geq F_s \times H \times S_{radier} \times \gamma_w$$

Avec :

N : Le poids total de la superstructure

F_s : coefficient de sécurité ; F_s = 1,5

H : la hauteur d'ancrage ; H = 4.14 m

S_{rad} : surface du radier ; S_{rad} = 168.3 m²

γ_w : poids volumique de l'eau ; γ_w = 10KN/m³

On trouve : N = 27693.0514KN > 10451.43 KN

3.2.4 Vérification du poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Art A.5.2.4.2)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, comme suit :

$$N_d \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

La figure suivante montre le schéma représentatif de la zone d'impact de la charge concentrée :

avec : U_c : périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

h_t = 75 cm : hauteur totale du radier

Le poteau le plus sollicité est de dimensions (50 × 60) cm², le périmètre d'impact est donné par :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

Tel que :

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0,60 + 0,75 = 1,35 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,50 + 0,75 = 1,25 \text{ m} \end{cases} \quad \text{donc } U_c = 5,20 \text{ m}$$

On trouve

$$N_d = 27,69 \text{ MN} < 0,045 \times 5,2 \times 0,8 \times \frac{25}{1,5} = 2,6 \text{ MN}$$

On constate qu'il n'y a pas de risque de poinçonnement, car la condition est vérifiée.

3.2.5 Vérification au cisaillement

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 1,16 \text{ MPa}$$

On considère une bande $b = 1 \text{ m}$ et de hauteur d .

Avec

$$V_d = \frac{N_d \times l_{\max}}{2 \times S_{\text{radier}}} = \frac{37914,3341 \times 4,85}{2 \times 168,3} = 113,52 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \rightarrow d \geq 0,098 \text{ m}; \text{ on opte } d = 35 \text{ cm}$$

Vérification du cisaillement :

$$\tau_u = 1,24 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa}$$

Ainsi il n'y a pas risque de rupture par cisaillement.

3.3 Les dimensions finales du radier sont :

- Hauteur de la nervure : $h_t = 75 \text{ cm}$
- Hauteur du radier : $h_r = 30 \text{ cm}$
- Surface du radier : $S_{\text{raadier}} = 168,3 \text{ m}^2$

Enrobage : $d' = 5 \text{ cm}$

3.4 Ferrailage

Le ferrailage du radier est calculé en flexion simple comme un plancher renversé appuyé sur les nervures, car il est soumis à des moments de flexion causé par la réaction du sol. Ainsi on prend le panneau le plus défavorable et on propage le ferrailage pour le reste des panneaux.

3.4.1 Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier. On le calcul pour une bande de 1 m.

La détermination du poids total a l'ELU et L'ELS

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure.

$$N_u = 37914.35 \text{ KN}$$

$$N_{rad} = S \times h_r \times \gamma_b = 168,3 \times 0,30 \times 25 = 1262,25 \text{ KN.}$$

$$N_{ner} = 1032,20 \text{ KN.}$$

$$N_{u,cal} = 37914.35 + 1,35(1262,25 + 1032,20) = 41011,86 \text{ KN}$$

$$N_{s,cal} = 27693.05 + (1262,25 + 1032,20) = 29987,50 \text{ KN}$$

$$N_{s,cal} = 29987,50 \text{ KN}$$

$$N_{u,cal} = 41011,86 \text{ KN}$$

On devise les poids par la surface du radier.

$$Q_u = P_u / S = 243,68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = P_s / S = 178,18 \text{ KN/m}^2$$

3.5 Dalle du Radier :

Les sollicitations maximales dans la dalle du radier sont montrées dans les figures ci-dessous :

Les moments fléchissant dans la direction X et Y :

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4,2 - 0,5 = 3,7 \text{ m}; \quad L_y = 4,85 - 0,6 = 4,25 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,7}{4,25} = 0,87 > 0,4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens}$$

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

$$\rho = 0,87 \rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

$$\rho = 0,87 \rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0556 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

$$M_x^0 = \mu_x \times Q_u \times L_x^2 = 161,03 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 116,65 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments corrigés

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x^0 = -120,77 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y^0 = -87,49 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x^0 = 80,52 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section (b × h) = (1 × 0.40) m²

On a: b = 100cm, h = 40cm, c = 5 cm, f_{c28} = 25MPa, f_e = 400MPa, d = 35cm.

Le ferrailage se fait à la flexion simple les résultats dans le tableau suivants :

Tableau 1.Section d'armature du radier.

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Nbre barres	S _t (cm)
Travée	X-X	-120,77	9,38	3,40	10,78	7HA14	20
	Y-Y	-87,49	7,05	3,20	7,92	7HA12	20
Appui		80,52	6,76	3,40	7,92	7HA12	20

3.5.1 Vérifications nécessaires

- Cisaillement

$$V_x = \frac{q_u l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 l_y^4} = 298,37 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 l_y^4} = 358,17 \text{ KN}$$

$$V^{max} = V_y = 358,17 \text{ KN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

$\tau_u = 0,85 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ MPa} \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérifications à l'ELS**

$N_{s,cal} = 29987,50 \text{ KN}$: poids de la structure et le poids de la fondation.

$Q_s = P_s / S = 178,18 \text{ KN/m}^2$

$$\text{on a } \begin{cases} M_t^x = -0,75M_0^x = -101,72 \text{ KN.m} \\ M_t^y = -0,75M_0^y = -82,13 \text{ KN.m} \\ M_a^x = 0,5M_0^x = 67,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes de béton et d'acier est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 2. vérifications des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} < $\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	-101,72	0,093	0,015	6,57 < 15	Vérifiée	282,7 > 201,63	Non vérifiée
	YY	-82,13	0,082	0,00114	5,93 < 15		307,1 > 201,63	
Appui		67,81	0,082	0,00113	4,89 < 15		253,57 > 201,63	

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, ainsi on doit calculer le ferrailage à l'ELS.

Ferrailage à l'ELS

Le calcul de ferrailage à l'ELS est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 3. calcul de ferrailage à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	A^{cal} (cm ² /ml)	Choix de barres	S_t (cm)
Travée	XX	-101,72	15,11	8HA16 = 16,08 cm ² /ml	12.5
	YY	-82,13	12,06	8HA14 = 12,32 cm ² /ml	12.5
Appui		67,8	9,96	8HA14 = 12,32 cm ² /ml	12.5

Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus après le ferrailage à l'ELS :

Tableau 4. vérification des contraintes après augmentation de ferrailage

Localisation		A^{ado} (cm ² /ml)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	16,08	5,59 < 15	V é r i f i é e	192,81 < 201,63	V é r i f i é e

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

	<i>YY</i>	12,32	4,99<15		200,81 < 201,63	
	<i>Appui</i>	12,32	4,12<15		165,81 < 201,63	

Vérification des espacements

La fissuration est préjudiciable, ainsi pour les deux sens on a

$$S_t \leq \min(2e; 25 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(80 \text{ cm}; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

3.6 Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en « T » renversée, noyées dans le radier. Elles servent d'appuis pour le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

3.6.1 Calcul des nervures :

Le calcul d'un radier peut se faire par un logiciel de calcul (robot, safe....etc) en introduisant un sol élastique au-dessous du Radier modéliser a la base de la structure cet élasticité peut se traduire par un coefficient ou raideur élastique on la note Kz son unité est KN/m³ .

Si non on peut faire un calcul manuel en assimilant le Radier a un plancher Renverser charger par la réaction du Sol qui Vaut le poids de la structure devisée par la surface du radier, la charge à prendre en considération est à L'ELU pour dimensionnée et Ferrailer le radier, et L'ELS pour vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers plus la vérification des contraintes dans le Sol.

Donc les étapes qu'on aller suivre dans ce calcul sont :

- 1) La détermination du poids total a l'ELU et L'ELS (valeur interpréter du logiciel Etabs)

$$P_s = 27693,05 \text{ Kn}$$

$$P_u = 37914,35 \text{ Kn}$$

On devise les poids par la surface du radier.

$$Q_u = P_u / S = 243.68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = P_s / S = 178,18 \text{ KN/m}^2$$

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

- 2) On modélise un plancher sur un Logiciel Elément finis et on applique les charges déterminer ci-dessus sur le plancher pour avoir les efforts dans les éléments nervures et dalle du radier.

Les figures ci-dessous montre le modèle de calcul ainsi que les charges appliquées.

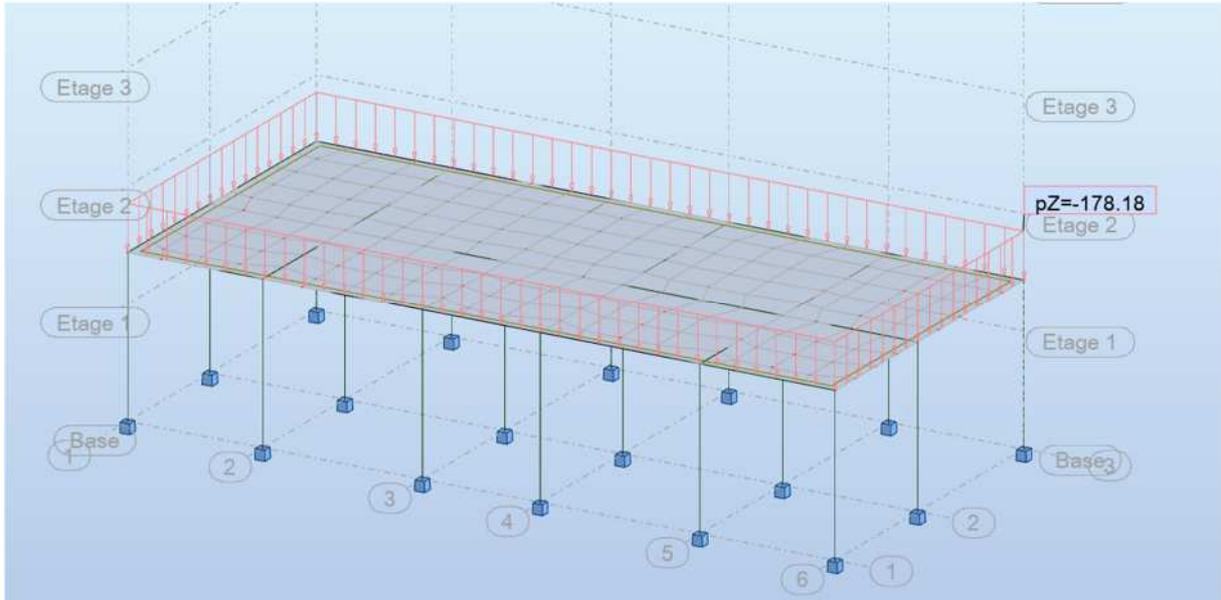


Figure 2.Charge appliquée sur la dalle du Radier (ELS)

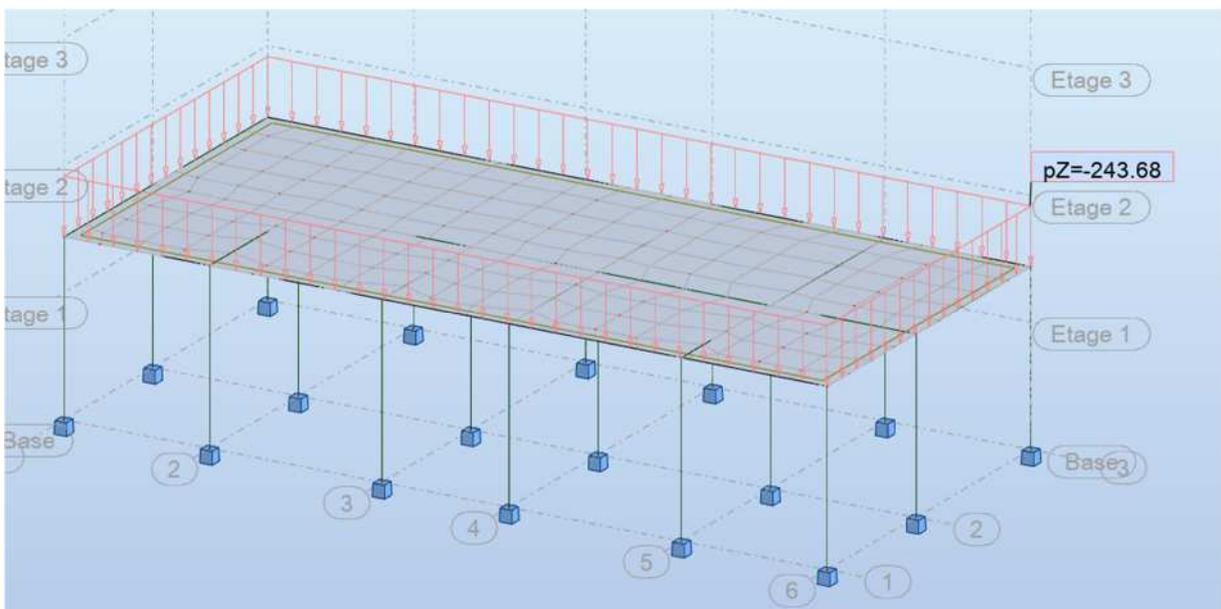


Figure 3.Charge appliquée sur la dalle du Radier (ELU)



Figure 4. Diagramme moment M_{UY} (ELU)



Figure 5. Diagramme moment M_{UX} (ELU)

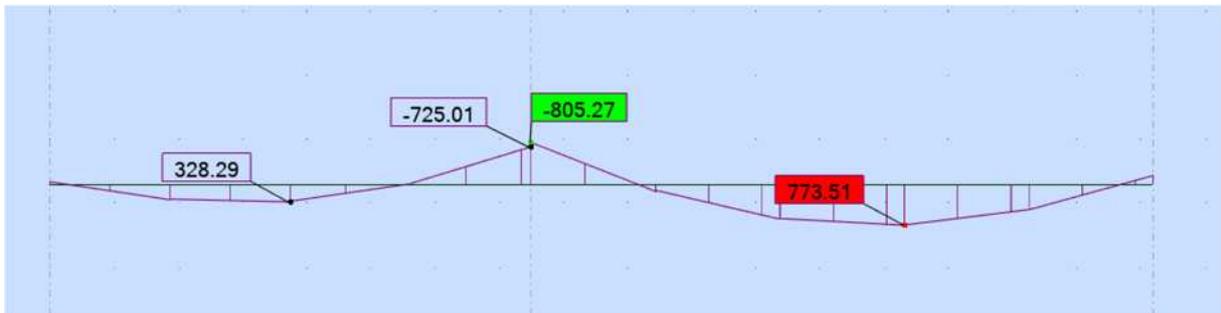


Figure 6. Diagramme moment M_{SY} (ELS)



Figure 7. Diagramme moment M_{SX} (ELS)

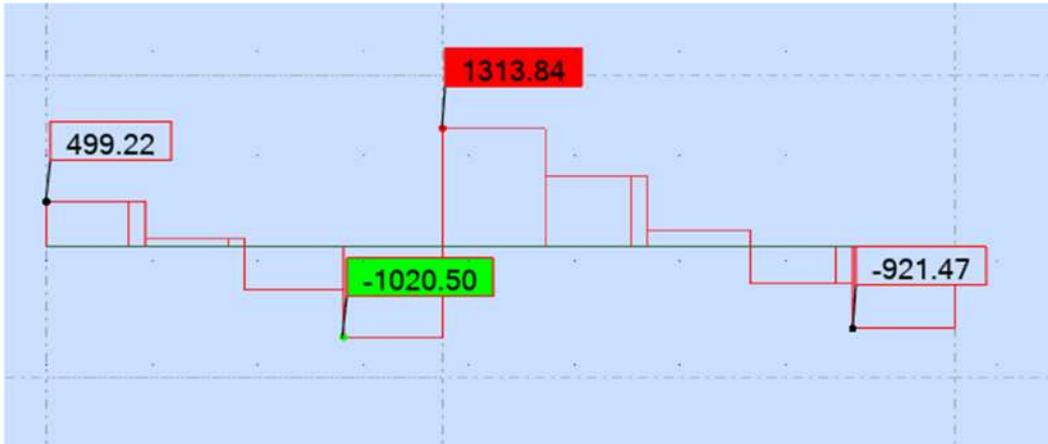


Figure 8. Diagramme effort tranchant V_y

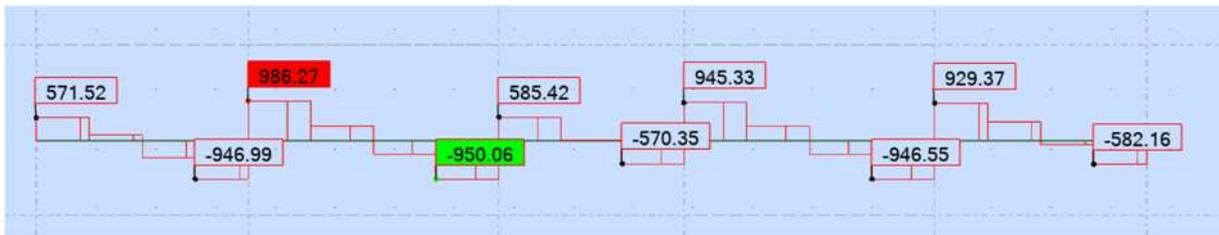


Figure 9 . Diagramme effort tranchant V_x

- **Détermination de la largeur b**

Sens X-X :

Données de calcul :

$$\begin{cases} h_t = 75 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} \\ b_0 = 60 \text{ cm} ; d = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

On a: $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$ CBA93 (Art 4.1.3)

$$\frac{b-0,50}{2} \leq \min\left(\frac{3,70}{2}; \frac{4,25}{10}\right) \rightarrow b \leq 1,35 \text{ m}$$

Sens Y-Y :

$$\begin{cases} h_t = 75 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm} \\ b_0 = 50 \text{ cm} ; d = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{b-0,60}{2} \leq \min\left(\frac{3,70}{2}; \frac{4,25}{10}\right) \rightarrow b \leq 1,45 \text{ m}$$

Les résultats de ferrailage des nervures sont résumés dans les tableaux suivants :

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

Tableau 5.ferraillage des nervures

Localisation		M_u (KN.m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	Choix de barres (cm ²)
Travée	X-X	-668,29	30,77	22,505	10HA20=31,42
	Y-Y	-1057,85	51,07	22,505	10HA25+2HA20=55,37
Appui	X-X	759,60	35,66	22,505	5HA25+4HA20=37,01
	Y-Y	1101,30	53,67	22,505	10HA25+2HA20=55,37

Remarque : vu que la section d'acier est très dense et pour des raisons économiques on n'a augmenté la hauteur des nervures : $h = 95$ cm

Les résultats de ferraillage des nouvelles sections des nervures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.ferraillage des nervures (h=95)

Localisation		M_u (KN.m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	Choix de barres (cm ²)
Travée	X-X	-668,29	22,76	22,505	5HA16+5HA20 =25.76
	Y-Y	-1057,85	36,89	22,505	5HA20+5HA25 = 40.25
Appui	X-X	759,60	26,13	22,505	5HA16+4HA20+HA25=25.76
	Y-Y	1101,30	38,56	22,505	5HA20+5HA25 = 40.25

- **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v^{max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 \times F_{C28} ; 4 MPa) = 2,5 MPa$

Sens X-X

$\tau_u = 2.19 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement dans le sens X.

Sens Y-Y

$\tau_u = 2.43 MPa < \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \rightarrow$ pas de risque de rupture par cisaillement dans le sens Y.

- **Armatures transversales**

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

Soit $\phi_t = 10$ mm

Soit 6HA10 = 4,71 cm²

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

- **Espacement**

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,9 Fe}$$

$$A_{t_2} \geq \frac{St (0,4 b)}{Fe}$$

Se qui donne : $S_t = 15 \text{ cm}$

- **Armatures de peau**

Selon **CBA (Art 7.3)** il faudra mettre des armatures de peau afin d'éviter tout fissuration, due à la hauteur importante de la section de nervure.

$$A_p = 0,2\% (b_0 \times h)$$

- **Sens XX**

$$A_p = 0,2\% (60 \times 95) = 11,4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

- **Sens YY**

$$A_p = 0,2\% (60 \times 95) = 9,50 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6HA16 = 12,06 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \left(\frac{d-y}{y} \right) < \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} Fe; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right) \end{array} \right.$$

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

Tableau 7.Vérification des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	-488.66	0.3036	0.0148	8.059<15	Vérifiée	237,78>201,63	Non vérifiée
	YY	-773.51	0.3036	0.0268	9.72<15		243,95>201,63	
Appui	XX	555.42	0.3036	0.0184	9.16<15		269,92>201,63	
	YY	805.27	0.3036	0.0268	10.12<15		253,96>201,63	

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

La contrainte de traction n'est pas vérifiée, donc on doit calculer le ferrailage à l'ELS, qui est résumé dans le tableau suivant :

Tableau 8.Ferrailage à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-3})	α	A^{cal} (cm^2/ml)	Choix de barres (cm^2/ml)
Travée	XX	-488.66	2.99	0.268	47.60	10HA25=49.09
	YY	-773.51	4.73	0.327	48.69	10HA25=49.09
Appui	XX	555.42	3.4	0.284	34,18	5HA25+5HA16=34.59
	YY	805.27	4.93	0.333	50.69	10HA25+2HA16=53.17

La vérification des contraintes après augmentation de la section d'armature est résumée ci-dessous :

Tableau 9.vérification des contraintes après augmentation de la section d'armatures

Localisation		A^{ado} (cm^2/ml)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
Travée	XX	49.09	9,11<15	Vérifiée	200,84 < 201,63	Vérifiée
	YY	49.09	9,12<15		199,81 < 201,63	
Appui	XX	34.59	7.34<15		199,3 < 201,63	
	YY	53.17	9.26<15		193,93<201,63	

4 Etude du voile périphérique :

D'après le RPA99/2003(art10.1.2), le voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

4.1 Dimensionnement des voiles :

- Hauteur $h = 4,14$ m
- Longueur $L = 4,85$ m
- Epaisseur $e = 20$ cm

Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma_h = 19$ KN/m³
- Angle de frottement : $\varphi = 23^\circ$
- Cohésion : $C = 0,27$ bars.

Evaluation des charges et surcharges :

La poussée des terres :

$$G = h \times \gamma_h \times \tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$
$$G = 4,14 \times 19 \times \tan^2 \times \left(\frac{180}{4} - \frac{23}{2} \right) - 2 \times 0,27 \times \tan \left(\frac{180}{4} - \frac{23}{2} \right) = 16,37 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge accidentelle**

$$Q = q \times \tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$
$$Q = q \times \tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times 0,438 = 4,38 \text{ KN/m}^2$$

4.2 Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie variable, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

- **A L'ELU :**

$$\sigma_{max} = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 16,37) + (1,5 \times 4,38) = 28,67 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1,5 Q = 1,5 \times 4,38 = 6,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 28,67 + 6,57}{4} = 23,15 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 23,15 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 4,12 \text{ m} ; L_y = 4,85 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m} ; b = 1 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{4,12}{4,85} = 0,85 > 0,44$$

Le panneau travaille dans les deux sens

$$M_{ox} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u$$

$$M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y$$

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \text{ELU} : \quad \mu_x = 0,0506$$

$$\mu_y = 0,6864$$

Donc :

$$M_{ox} = 0,0506 \times 4,12^2 \times 23,15 = 19,88 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 19,88 \times 0,6864 = 13,65 \text{ KN.m}$$

- **Les moments corrigés :**

Moment travée :

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

$$M_t^x = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 19,88 = 16,90 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 13,65 = 11,60 \text{ KN.m}$$

Moment appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{ox} = -0,5 \times 19,88 = -9,94 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{min} = b \times h \times 0,1\% \dots\dots\dots \text{condition exigée par le RPA}$$

Tableau 11. Ferrailage du voile

Localisation	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min} (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
<i>Travée</i>	<i>x-x</i>	16,90	0,045	0,058	0,175	1,72	3,42	5HA10= 3,93	20
<i>Appui</i>	<i>y-y</i>	11,60	0,031	0,039	0,177	1,6	2,34	4HA10=3,14	25
<i>Appuis</i>		-9,94	0,045	0,058	0,175	1,72	3,42	5HA10=3,93	25

Espacement des armatures :

$$\text{Armatures // } l_x : St=20\text{cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25\text{cm}$$

$$\text{Armatures // } l_y : St=25\text{cm} \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33$$

Vérifications nécessaires :

$$\rho = 0,85 > 0,4 \quad \text{avec} \quad e = 20 \text{ cm} > 12 c$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3-\rho) \times b \times e = \frac{0,0008}{2} \times 100 \times 20 = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'effort tranchant :

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

$$v_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{ly^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{23,15 \times 4,12}{2} \times \frac{4,85^4}{4,12^4 + 4,85^4} = 27,70 \text{ KN}$$

$$v_u^y = \frac{q_u \times ly}{2} \times \frac{lx^4}{lx^4 + ly^4} = \frac{23,15 \times 4,85}{2} \times \frac{4,12^4}{4,12^4 + 4,85^4} = 23,53 \text{ KN}$$

Vérification de l'effort tranchant

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

$$\tau_u = \frac{27,70 \times 10^{-3}}{0,18 \times 1} = 0,16 \text{ MPA} < \tau_u = 1,17 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$\rho = 0,85 \Rightarrow \text{ELS} : \mu_x = 0,0576$$

$$\mu_y = 0,7794$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 16,37 + 4,38 = 20,75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 4,38 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 20,75 + 4,38}{4} = 16,66 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 16,66 \text{ KN/m}$$

Calcul des moments isostatiques :

$$M_{ox} = 0,0576 \times 4,12^2 \times 16,12 = 15,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = 15,76 \times 0,7794 = 12,28 \text{ KN.m}$$

• Les moments corrigés :

Moment travée :

$$M_t^x = 0,85 \times M_{ox} = 0,85 \times 15,76 = 13,40 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_{oy} = 0,85 \times 12,28 = 10,44 \text{ KN.m}$$

Moment appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 \times M_{ox} = -0,5 \times 12,28 = -6,14 \text{ KN.m}$$

CHAPITRE VI Etude de l'infrastructure

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{f_{t28}} \right)$$

On a : $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPA}$; $\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPA}$

- **Vérfications des contraintes à l'ELS :**

Tableau 12. Vérification des contraintes

Localisation		M_s (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	Observation	σ_{st} (MPA)	Observation
<i>Travée</i>	x-x	13,40	5,48	2429,6	3,89	<i>Vérifiée</i>	133,28	<i>vérifiée</i>
	y-y	11,30	4,05	1368,6	4,00	<i>Vérifiée</i>	209,03	<i>Pas vérifiée</i>
<i>Appuis</i>		-6,14	4,5	1670,6	4,48	<i>Vérifiée</i>	201,50	<i>Pas Vérifiée</i>

On doit calculer les armatures à l'ELS car la contrainte de traction n'est pas vérifiée à la travée. Section d'armature du radier à l'ELS

Tableau 13. Ferrailage a l'ELS

Localisation	M_s (KN.m)	β (10 ⁻²)	α	A_{cal} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	N^{bre} de barres
<i>Travée</i>	11,39	0,174	0,125	3,78	4,52	4HA12
<i>Appuis</i>	-6,14	0,016	0,054	2,30	3,14	4HA10

4.3 Schéma du ferrailage de radier

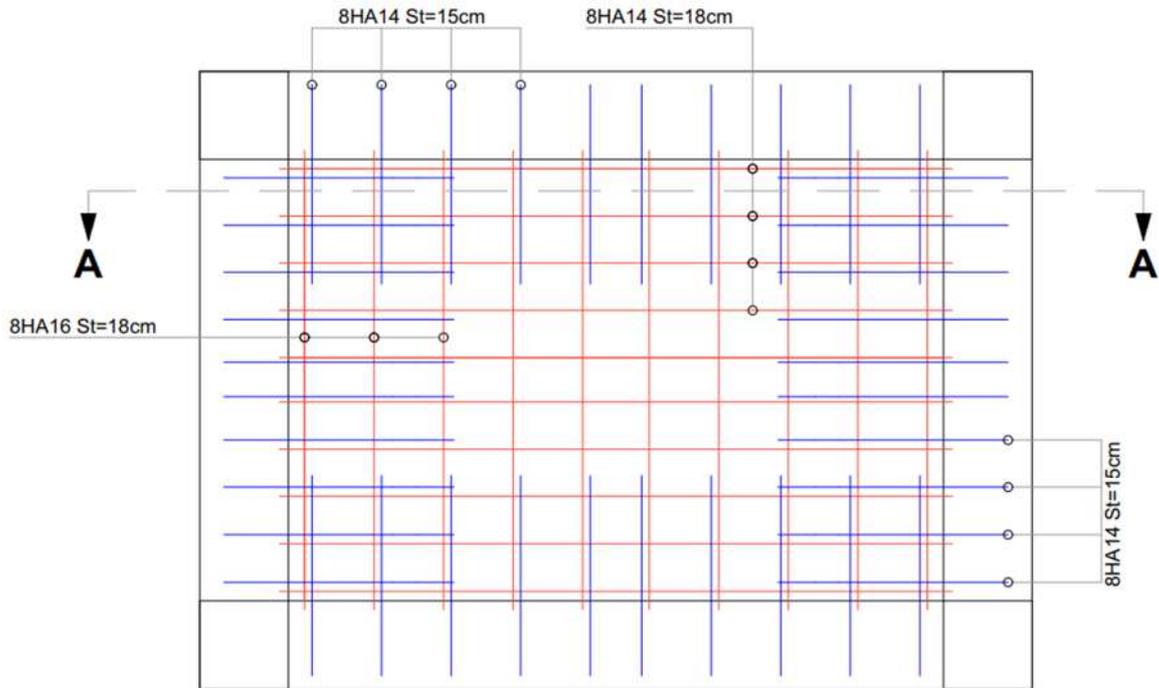


Figure 10. Schéma du ferrailage de radier (vu en plan)

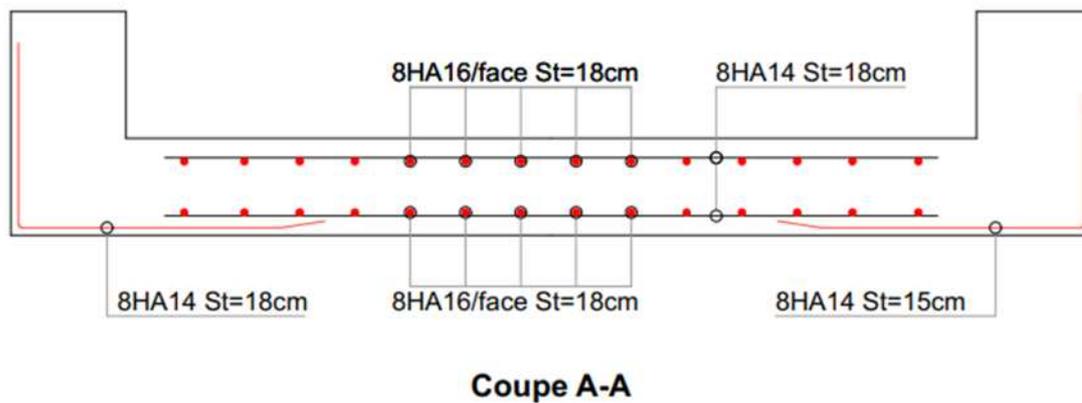


Figure 11. Schéma du ferrailage de radier (Coupe A-A)

4.4 Schéma de ferrailage des nervures

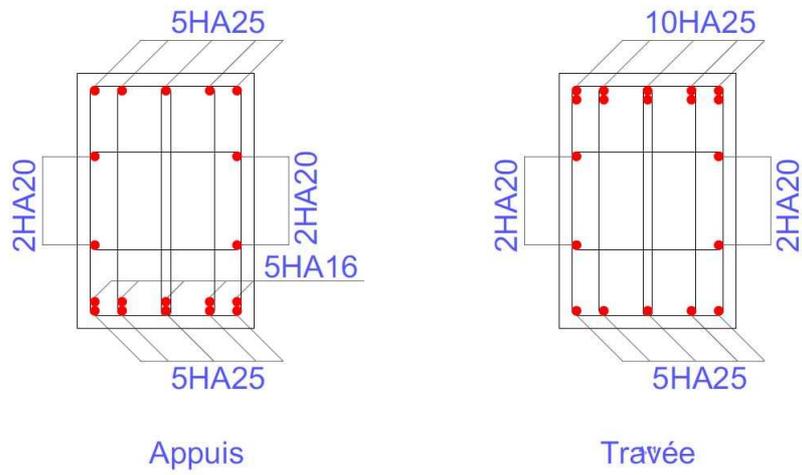


Figure 12. Schéma de ferrailage des nervures (Sens X-X)

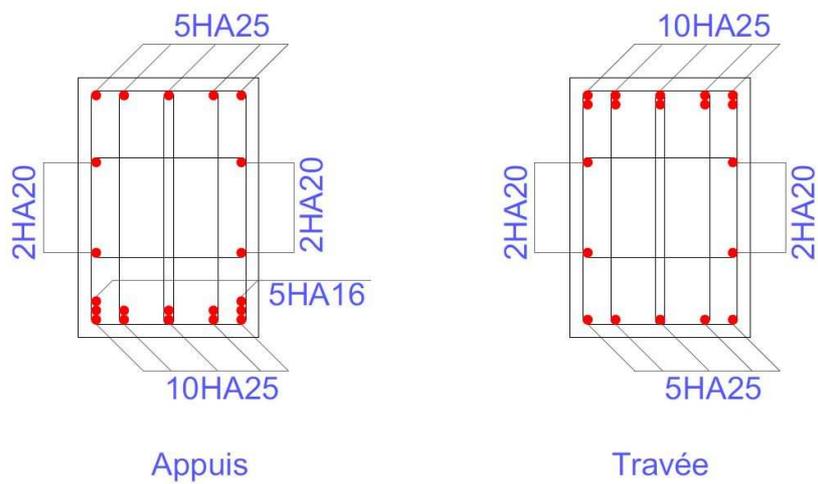


Figure 13. Schéma de ferrailage des nervures (Sens Y-Y)

4.5 Schéma de ferrailage du voile périphérique

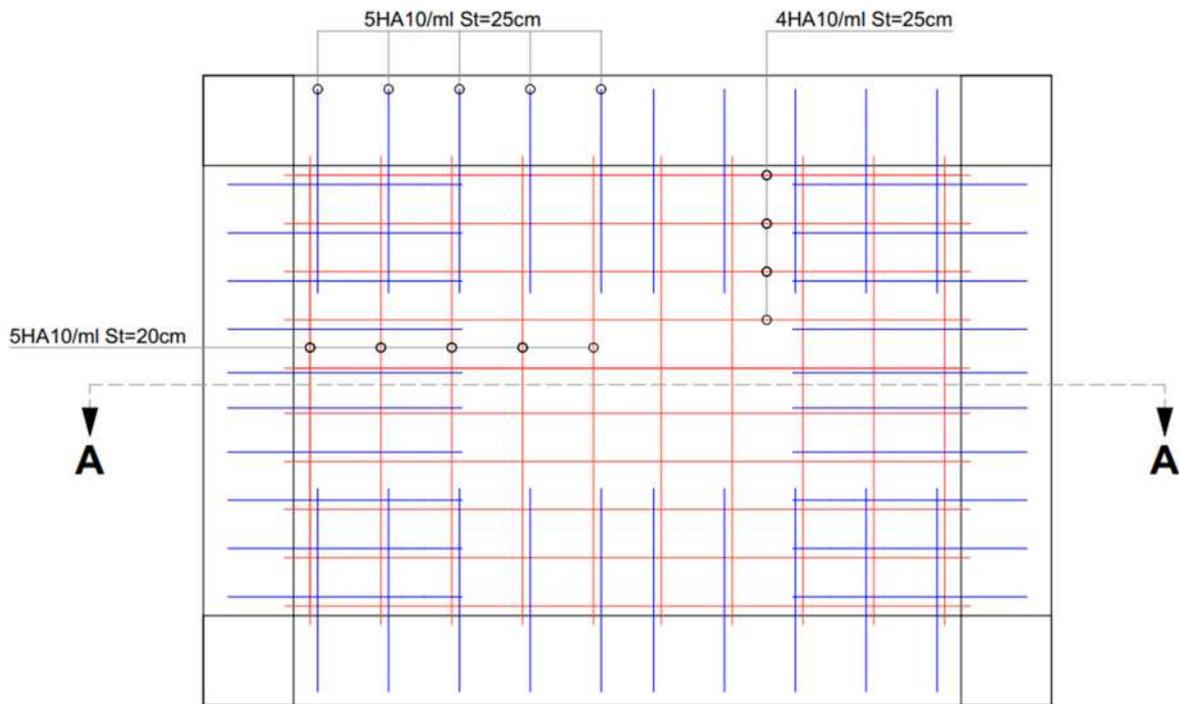


Figure 14. Schéma de ferrailage du voile périphérique (vu en plan)

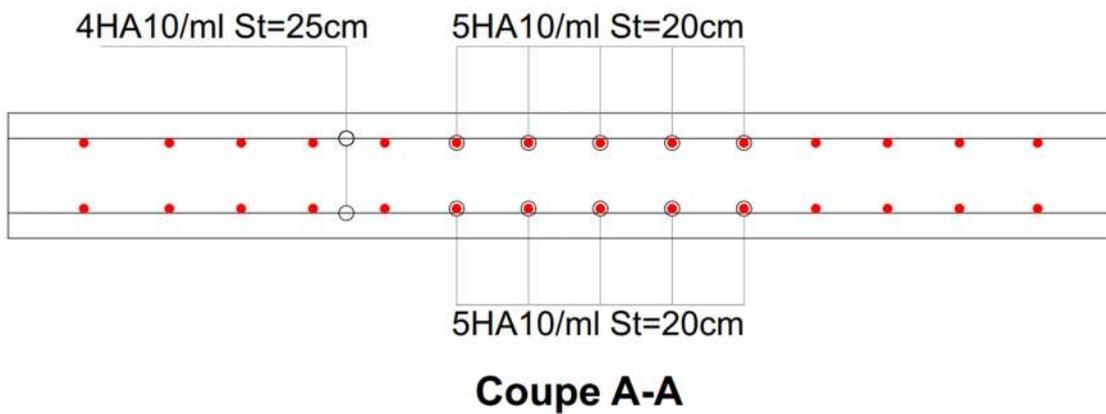


Figure 15. Schéma de ferrailage du voile périphérique (Coupe A-A)

CONCLUSION

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tel que : **RPA99V2003, BAEL91.....**

Avant de commencer les calculs, il faudra, d'abord, pré-dimensionner toutes les sections de la structure. Par « pré-dimensionnement », on entend que les dimensions adoptées avant calcul ne sont pas définitives et sont susceptibles de subir des modifications Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a utilisé le logiciel **Etabs V2016**, afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction. D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique il est très important que l'ingénieur civil et architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié.

L'étude des fondations est en fonction des charges exercer par la structure et la contrainte admissible du sol nous a conduits à opter pour un Radier générale.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

- Règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003
- Règles de calcul de béton armé aux états limites (B.A.E.L.91)
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A. 93)
- DTR-BC2.2 (Document technique réglementaire charges et surcharges).
- Cours Dynamique des Structures (Université de Bejaïa).
- Cours Béton armé (Université de Bejaïa).
- Cours de Génie parasismique (Université de Bejaïa).
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Programmes utilisés

- Logiciel ETABS V16.
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- ArchiCAD 2015.
- Word 2013.
- Excel 2013.
- ROBOT.

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe I

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	0.0956	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	0.4065	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 II

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/ly											
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048		
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009		

Annexe III

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe IV

V. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le terrain d'assise choisi pour recevoir les immeubles de la promotion immobilière « FARMINIA » dans la nouvelle ville d'Akbou au profit de EURL SOPI ZS est d'après nos différents essais, un sol globalement de bonne portance.

L'étude consiste à avoir une appréciation sur les qualités du terrain d'assise, vis à vis de sa portance, ses qualités intrinsèques afin d'y installer une construction à usage d'habitation.

Le site est sur un terrain vierge de toute construction, de pente abrupte situé entre la cité des 130 logements OPGI et un ravin (talweg) traversant la ville d'Akbou (Ouest - Est).

Des sondages pénétrométriques et carottés ont été réalisés dans l'assiette d'assise et ont révélé sommairement un terrain verticalement et horizontalement homogène vis à vis de sa compacité (résistances à la pénétration).

Les sols sont dominés par des alluvions et colluvions dans des matrices argileuses limoneuses très graveleuses (galets, pierres et limons sablonneux graveleux) compacts à très compacts en profondeur.

Ceci dit, et compte tenu de la pente abrupte du terrain d'assise, on préconise :

- L'emploi de fondations superficielles.
- Une contrainte admissible des sols de fondation de 1.8 bars, pour les blocs C et D avec un ancrage à -1^m.60 de la côte de la plate forme supérieure.
- Une contrainte admissible des sols de fondation de 2.2 bars, pour les blocs A et B avec un ancrage à -2^m.00 de la côte de la plate forme inférieure.
- Les caractéristiques mécaniques des sols sont : $C = 0.27 \text{ bar}$, $\varphi = 23^\circ$.

Il est par ailleurs, conseillé de :

- ✓ compacter soigneusement le fond des fouilles.
- ✓ Aucune agressivité des sols vis à vis du béton n'est constatée. Néanmoins, il est recommandé de réaliser les fondations avec un béton dosé à 400 kg/m³.

NB : C'est le soin qu'on apporte à la réalisation que dépend la valeur définitive de l'ouvrage.

L'Ingénieur chargé de l'étude

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

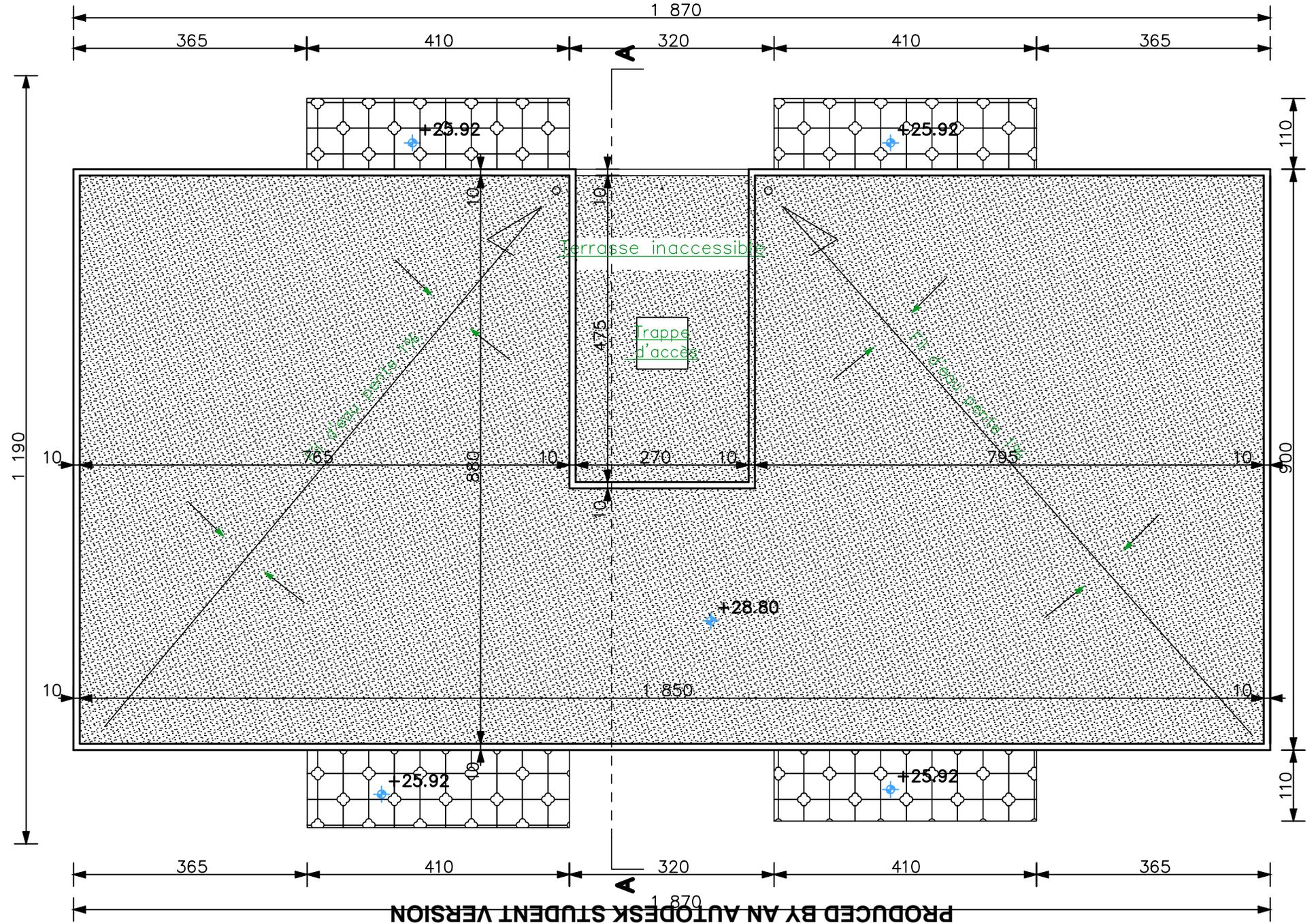
SCP / LEC BEJAIA
Service Etude

Le Directeur

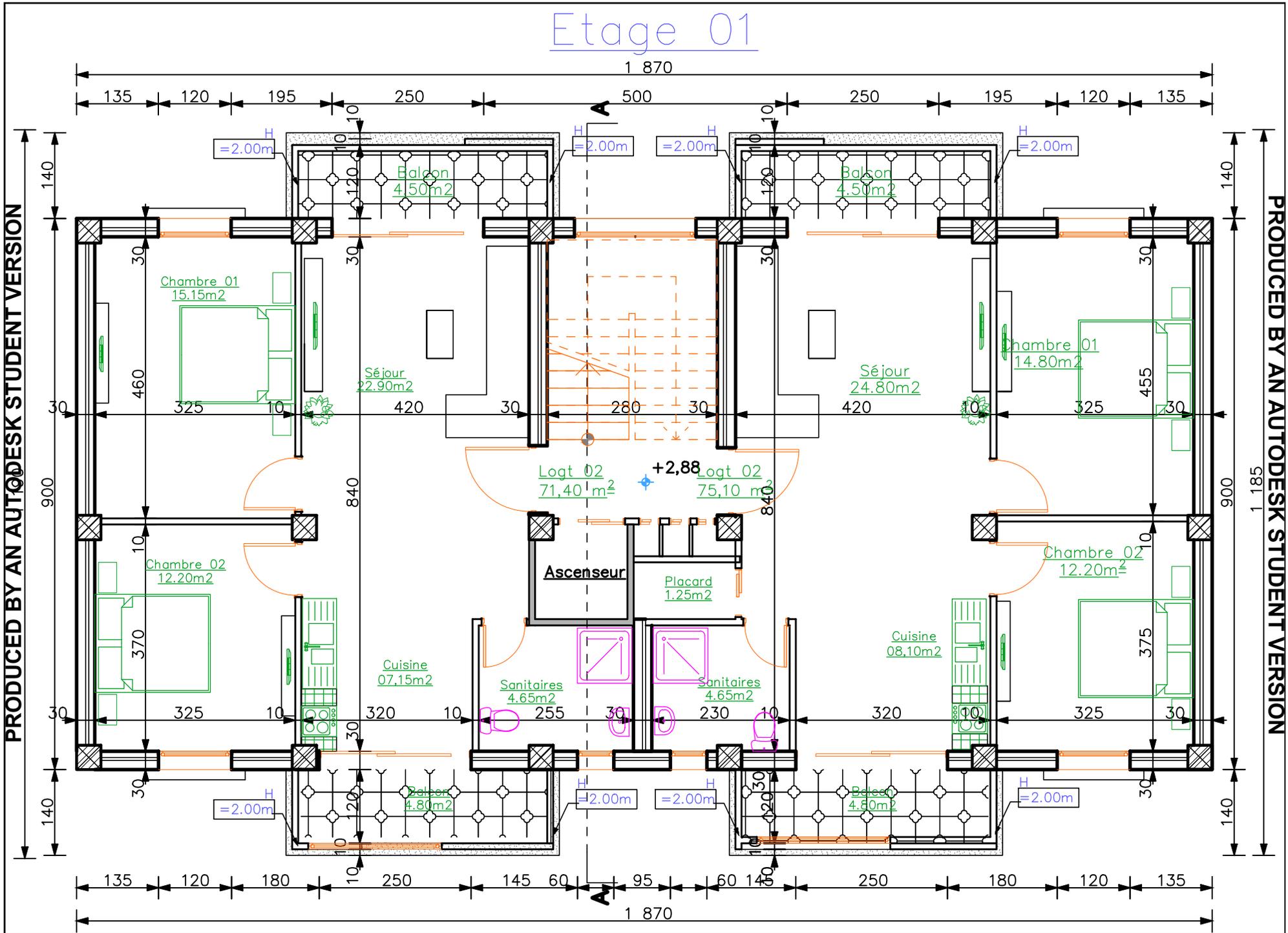


PLAN DE LA STRUCTURE

Plan terrasse



Etage 01



PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

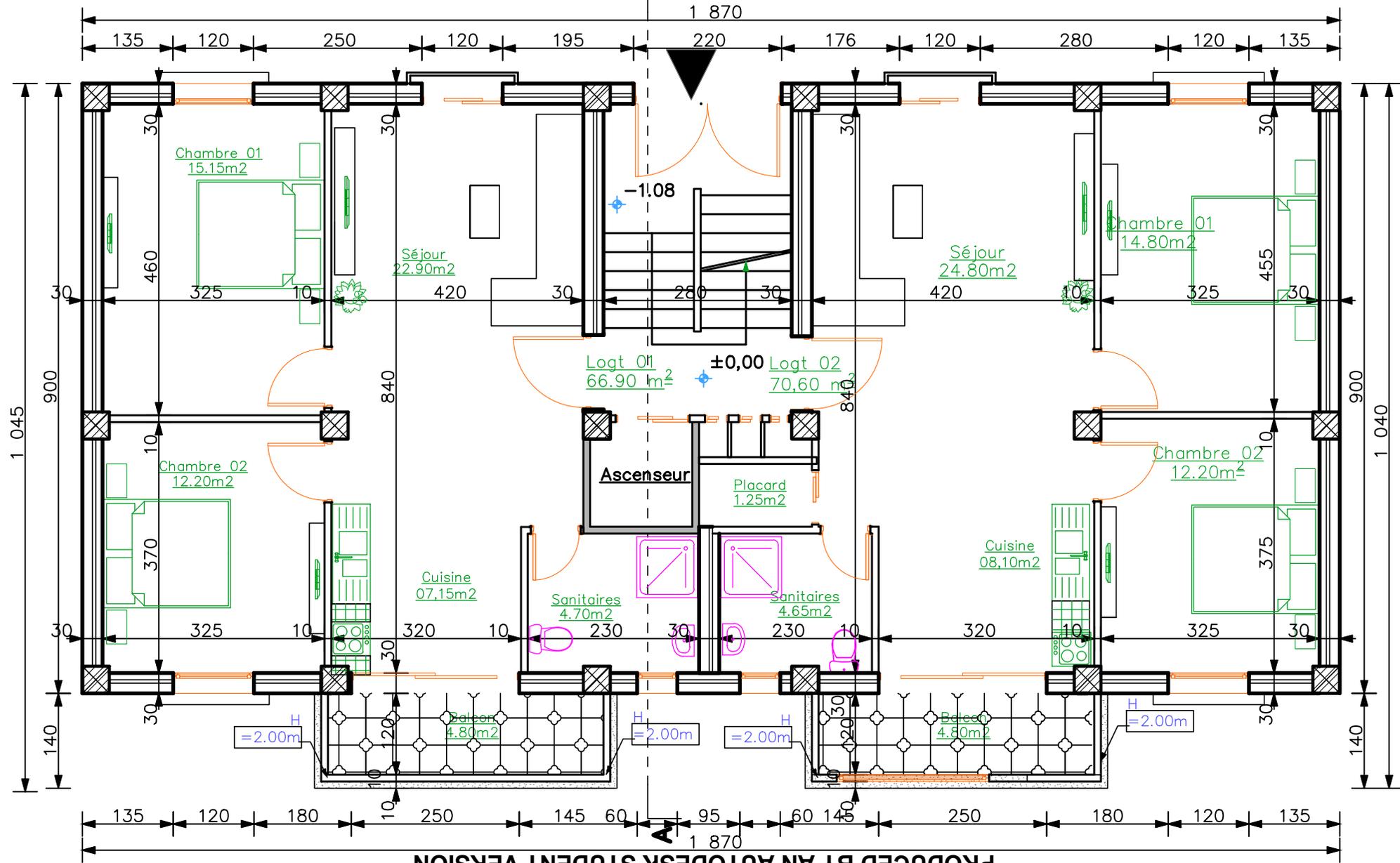
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

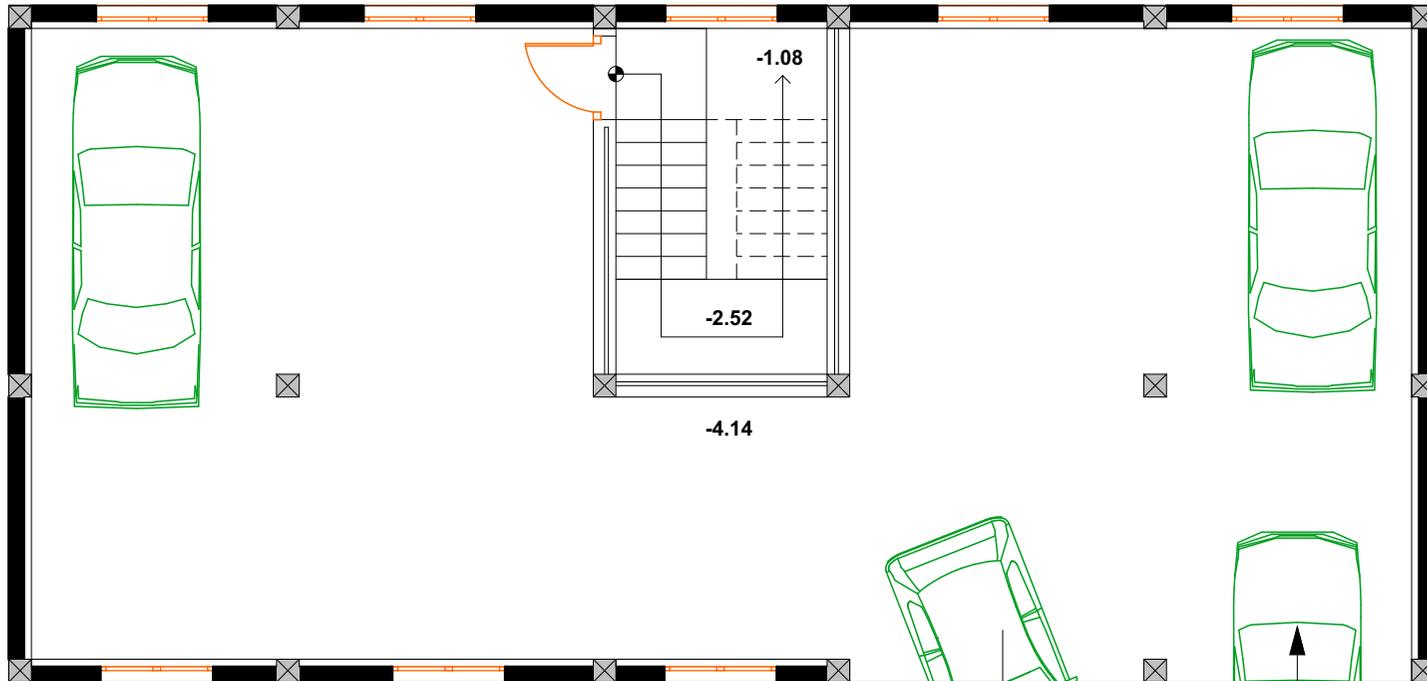
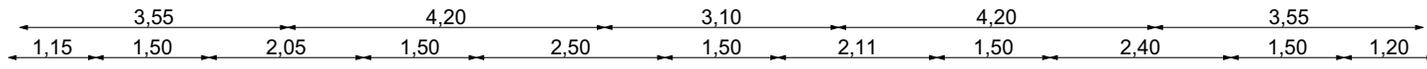
ARDC

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

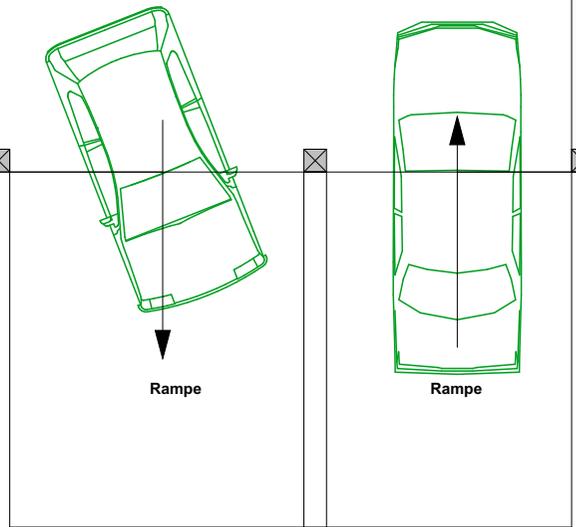
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



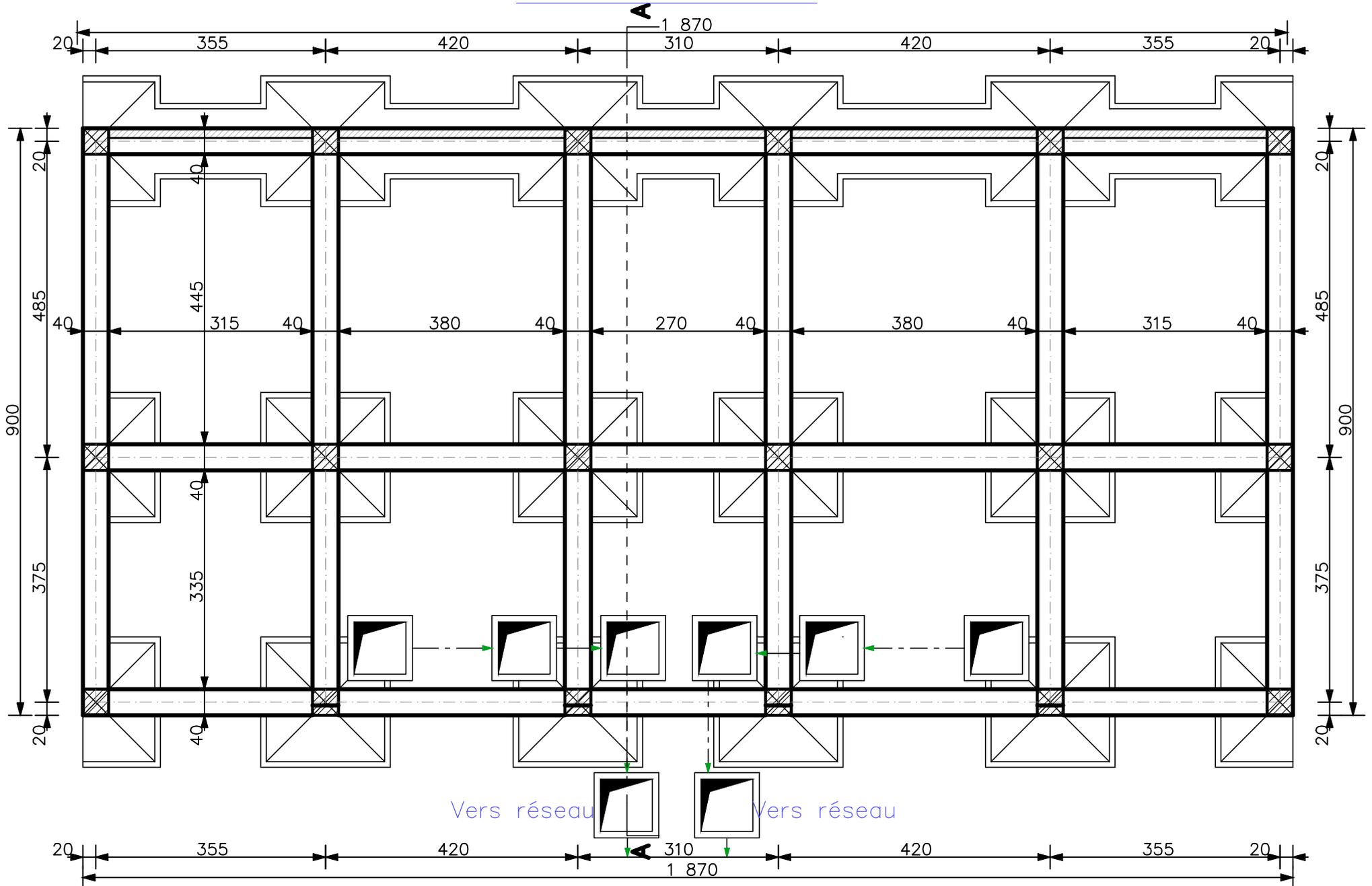
PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION



Sous-sol

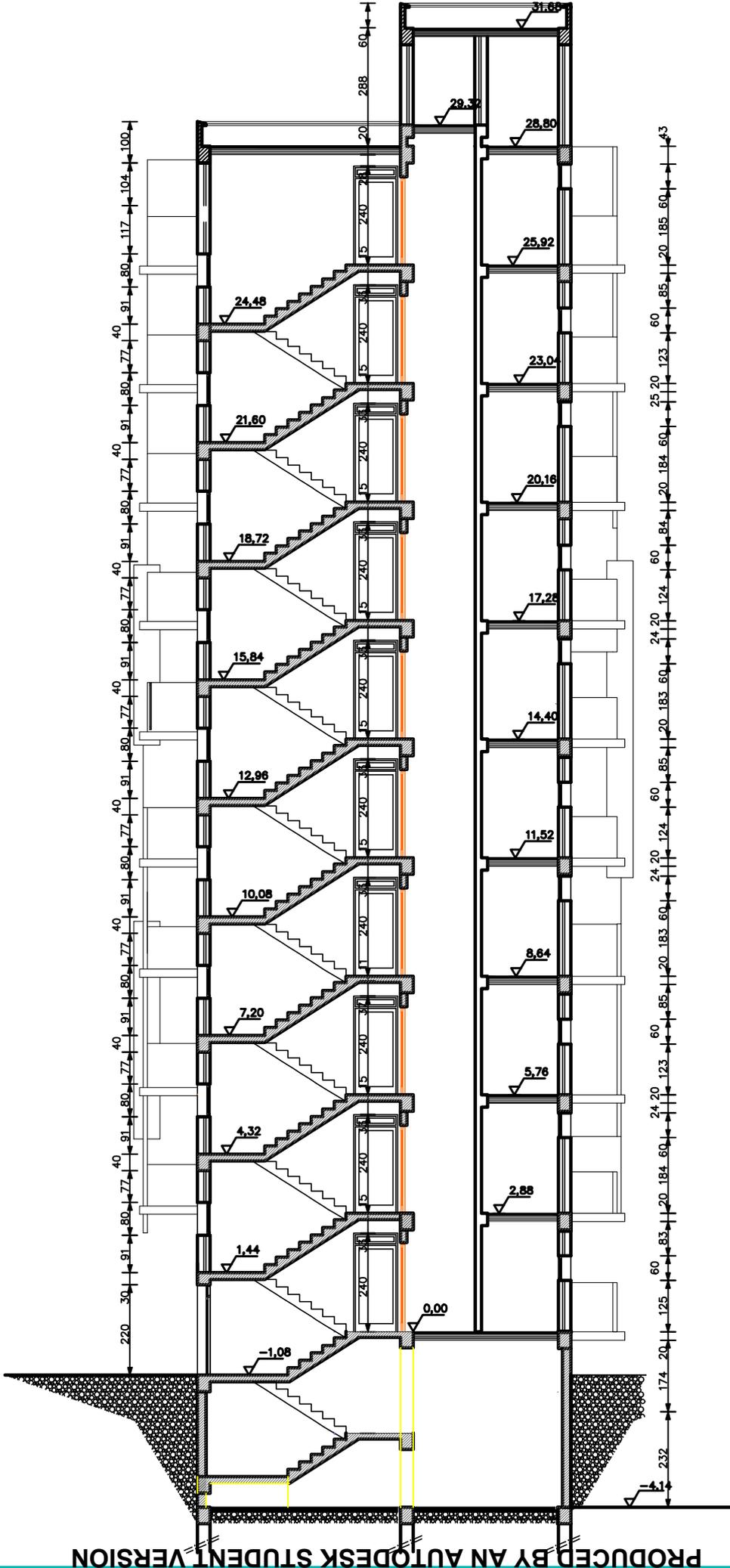


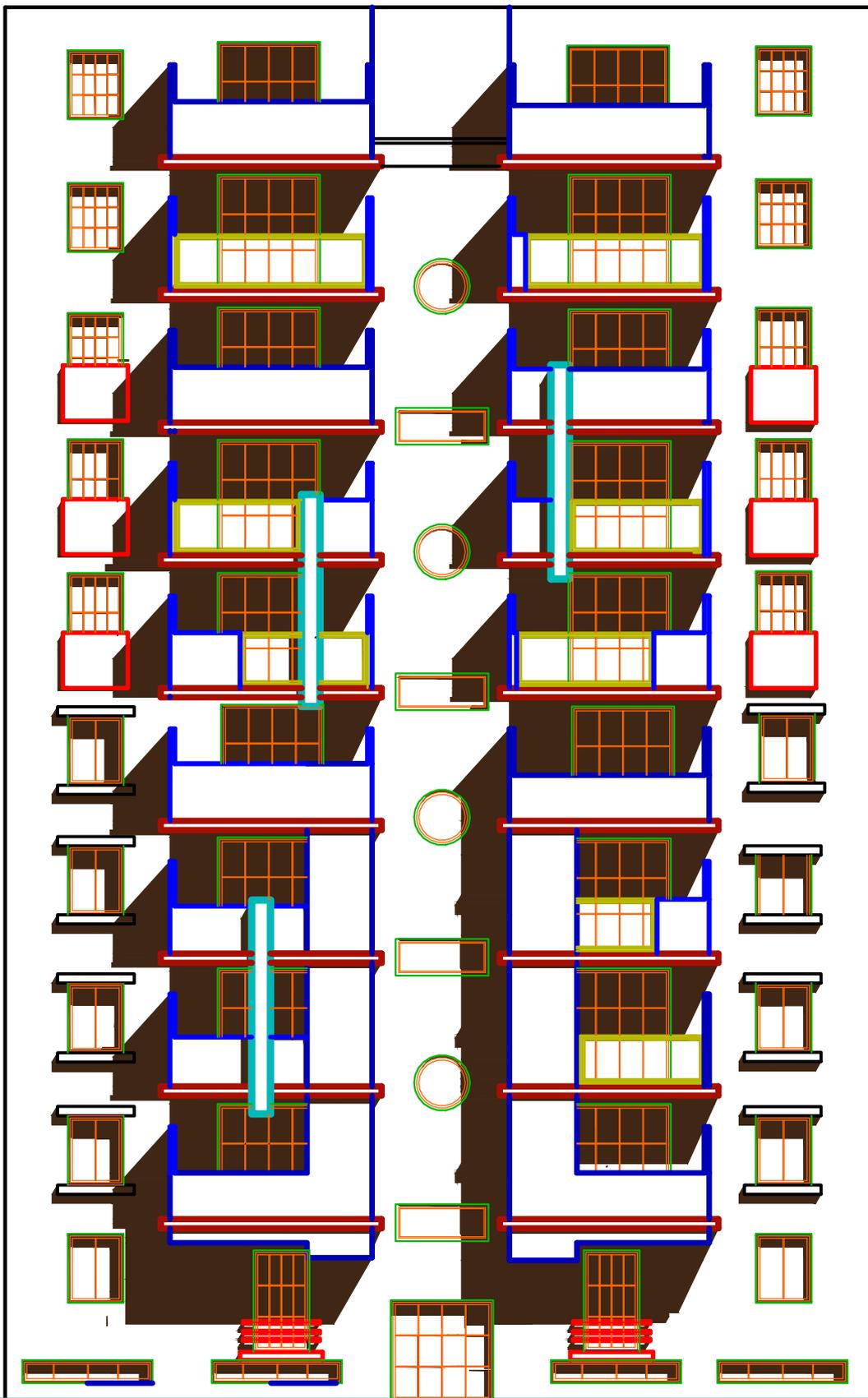
FONDATIONS



PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION





PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION

PRODUCED BY AN AUTODESK STUDENT VERSION