

République algérienne démocratique et populaire Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université Mouloud Mammeri de Tizi-
Ouzou

Faculté de génie de la construction

Département de génie civil



MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

Thème

Étude d'un bâtiment « R+7 » à usage
d'habitation avec un système de
contreventement mixte

Réalisé par :

HARROUCHE Yacine

HOUADJ Cylia

Promotrice :

M^{me} BELHASSANI.O

Année universitaire 2021/2022

Remerciements

Nous voulons d'abord remercier dieu tout puissant de nous avoir permis d'arriver jusqu'à là, de nous avoir béni d'une bonne santé, d'une volonté à réussir et à travailler et d'une patience nécessaire pour mener ce travail.

Notre gratitude s'adresse tout particulièrement à notre encadreuse, **M^{me} BELHASSANI** qui par ses conseils, ses remarques et ses orientations judicieuse a su nous guider lors de l'élaboration de ce travail.

On tient aussi à remercier tous les enseignants du département Génie Civil qui ont contribué à l'aboutissement de notre formation, que ce soit dans l'établissement ou en dehors, ainsi que tout le personnel du département de Génie Civil.

Nous tenons à remercier les membres du jury qui ont acceptés d'évaluer notre modeste travail et qui nous ferons honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs propositions.

Enfin, nous remercions tout particulièrement nos familles et nos amis pour leurs soutiens constants et leurs encouragements et aussi à toute personne qui de près ou de loin nous a apporté une aide aussi minime qu'elle soit.

Dédicaces

Je dédie ce travail a :

Mes chers parents

Sans lesquelles tout ceci ne serait possible, ceux qui ont toujours étaient là pour moi et m'ont toujours soutenue dans les difficultés et les épreuves de la vie et à qui je dois tout dans la vie, pour leurs sacrifices et leurs amours inconditionnel.

A toute ma famille

En particulier ma tante « Assia » que je considère comme ma seconde mère, mes cousins « Reda » et « Emir » qui m'ont soutenu et aidé pendant cette période et tout mon cursus.

A mes ami(e)s

Je voudrais remercier et dédier plus particulièrement pour mon ami et frère « Hacene » pour son aide dans le mémoire et son soutien, également à tous mes amis proches « Mehdi, Katia, Sofiane, Chanez, Mustapha, Lyes, Hacene, Cylia, Sarah » et tous les autres qui m'ont soutenu de près ou de loin dans ce travail.

À ma binôme « Cylia HOUADJ »

Mon amie avec qui j'ai réalisé ce travail, son soutien moral et patience tout au long de ce projet.

Yacine

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes chers parents

Sans lesquelles tout ceci ne serait possible, ceux qui ont toujours été là pour moi et m'ont toujours soutenue dans les difficultés et les épreuves de la vie et à qui je dois tout dans la vie, pour leurs sacrifices et leurs amours inconditionnel.

A toute ma famille

En particulier ma grand-mère maternelle, qui est ma deuxième mère et qui n'a jamais cessé de croire en moi pendant tout mon cursus scolaire et universitaire, qui n'a jamais cessé de faire des duaâs pour moi dans toutes ses prières.

Disparue il y'a un mois « qu'elle repose en paix ».

A mes ami(e)s

Je voudrais remercier tous mes ami(e)s particulièrement « **Harrouche Yacine** » mon ami et binôme, tout au long de mon parcours universitaire, qui m'a toujours aidé et soutenu que ce soit par ses connaissances ou par son soutien moral dans toutes les épreuves de la vie.

Cylia.

SOMMAIRE

Plan d'architectures :

- Coupe A-A
- Façade principale
- Plan étage courant

Introduction générale

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

- I.1. Présentation de l'ouvrage1
- I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage1
- I.3. Réglementation utilisée1
- I.4. Eléments composant la structure1
- I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux3
- Conclusion10

Chapitre II : Pré-dimensionnement de l'ouvrage

- Introduction11
- II.1. Pré-dimensionnement des éléments11
- II.1.1. Les planchers11
- II.1.2. Les poutres13
- II.1.3. Les voiles15
- II.1.4. Les poteaux17
- II.1.5. Conclusion générale27

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Introduction28
- III.1. Escaliers28
- III.2. Les planchers47
- III.2.2. Balcons74
- III.3. Poutre palière81
- III.4. L'acrotère95

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

- Introduction103
- IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation103

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

- Introduction120
- V.1 Choix de la méthode de calcul120
- V.2 Interprétations des résultats et vérifications.....122

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- VI.1 Ferrailage des poteaux138
- VI.2 Ferrailage des voiles151
- VI.3 Ferrailage des poutres163

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Introduction175
- VII.2 Type de fondation175
- VII.3 Etude géotechnique du sol175
- VII.4 Choix de type de fondation175
- VII.5 Choix de fondation176
- VII.6 Calcul d'un radier générale180

Conclusion générale

Bibliographie

Plan de coffrages et ferrailages

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Tableau I.1 : Caractéristiques de l'acier.	8
--	---

Chapitre II : Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Tableau II.1 : Vérifications RPA des poutres principales.	14
Tableau II.2 : Vérifications RPA des poutres secondaires.	14
Tableau II.3 : Charges permanentes de l'étage courant.	18
Tableau II.4 : Charges permanentes balcon.	19
Tableau II.5 : Charges permanentes de l'étage terrasse (inaccessible).	19
Tableau II.6 : Charges permanentes du mur extérieur.	20
Tableau II.7 : Charges permanentes du mur extérieur.	20
Tableau II.8 : Différentes surcharges d'exploitations des éléments.	21
Tableau II.9 : Poids propres des éléments.	23
Tableau II.10 : Surcharges d'exploitations.	23
Tableau II.11 : Coefficient de dégressions des charges.	24
Tableau II.12 : Dégressions des charges d'exploitations.	24
Tableau II.13 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.	25
Tableau II.14 : Tableau vérifications des dimensions des poteaux selon les conditions RPA.	25
Tableau II.15 : Tableau vérifications du flambement.	26

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1 : Calcul charges permanentes de la volée.	31
Tableau III.2 : Calcul charges permanentes du palier.	31
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charges.	32
Tableau III.4 : Rapport de portées successives.	52
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des moments au appuis.	54
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des moments en travée.	55

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des moments en travée et sur appuis après correction.	55
Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des efforts tranchant.	56
Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des moments au appuis.	58
Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des moments en travée.	58
Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des moments corrigés.	58
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.	59
Tableau III.13 : Tableau récapitulatif des moments a l'ELS.	65
Tableau III.14 : Tableau récapitulatif des efforts tranchant a l'ELS.	65
Tableau III.15 : Tableau récapitulatif des moments.	67
Tableau III.16 : Tableau récapitulatif des moments.	67
Tableau III.17 : Vérifications RPA des poutres palières.	82

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

Tableau V.1.1 : Conditions de facteur de qualité.	122
Tableau V.2.1 : Tableaux récapitulatifs des efforts repris par voiles et portiques.	123
Tableau V.2.2 : Tableaux récapitulatifs des période et masses cumulées.	124
Tableau V.2.3 : Tableau des excentricités selon ETABS.	128
Tableau V.2.4 : Tableau de vérifications de l'excentricité suivant X-X.	128
Tableau V.2.5 : Tableau de vérifications de l'excentricité suivant Y-Y.	128
Tableau V.2.6 : Tableau des efforts tranchant selon EX.	130
Tableau V.2.7 : Tableau des efforts tranchant selon EY.	130
Tableau V.2.8 : Tableau des déplacements relatifs selon EX depuis ETABS.	131
Tableau V.2.9 : Tableau des déplacements relatifs selon EY depuis ETABS.	132
Tableau V.2.10 : Tableau de vérifications des déplacements relatifs.	132
Tableau V.2.11 : Tableau de vérifications de l'effet P- Δ	133
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.	138
Tableau VI.1.2 : Section minimales des armatures longitudinales.	139
Tableau VI.1.3 : Efforts internes dans les poteaux.	140

Tableau VI.1.4 : Ferrailages des poteaux dans le sens longitudinal.	145
Tableau VI.1.5 : Déterminations des armatures transversales.	147
Tableau VI.1.6 : Vérifications au cisaillement dans les poteaux.	148
Tableau VI.1.7 : Vérifications conditions non fragilité.	149
Tableau VI.1.8 : Vérifications des contraintes dans l'acier et le béton.	149
Tableau VI.2.1 : Ferrailage adopté.	158
Tableau VI.2.2 : Ferrailage des voiles longitudinaux.	161
Tableau VI.2.3 : Ferrailage des voiles transversaux.	162
Tableau VI.3.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.	165
Tableau VI.3.2 : Ferrailage des poutres principales.	165
Tableau VI.3.3 : Ferrailage des poutres secondaires.	166
Tableau VI.3.4 : Vérifications des poutres principales à l'ELS.	173
Tableau VI.3.5 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.	173
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
Tableau VII.1 : Efforts et excentricité des semelles filantes sous poteaux.	178
Tableau VII.2 : Surfaces des semelles filantes sous les voiles longitudinaux.	179
Tableau VII.3 : Surfaces des semelles filantes sous les voiles transversaux.	179
Tableau VII.4 : Récapitulatif des résultats de ferrailage dans les deux sens.	192
Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.	192
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes dans le béton.	194
Tableau VII.7 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens longitudinal.	199
Tableau VII.8 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens transversal.	200
Tableau VII.9 : Les efforts internes max dans les nervures.	205
Tableau VII.10 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.	205
Tableau VII.11 : Vérifications a l'ELS.	207
Tableau VII.12 : Vérifications des contraintes du béton et de l'acier a l'ELS.	208

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage

Figure I.1. : Plancher en dalle pleine.	2
Figure I.2. : Plancher en corps creux.	2
Figure I.3 : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.	6
Figure I.4 : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.	6
Figure I.5. : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.	8

Chapitre II : Pré-dimensionnement de l'ouvrage

Figure II.1. : Coupe d'un plancher en corps creux.	11
Figure II.2. : Dimensions poutres.	15
Figure II.3. : coupe des différents types de voiles.	16
Figure II.4. : Eléments qui constitue un plancher corps creux.	18
Figure II.5. : coupe d'un plancher en dalle pleine.	18
Figure II.6 : Eléments qui constitue un plancher corps creux inaccessible.	19
Figure II.7. : coupe verticale de l'acrotère.	20
Figure II.8. : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (en cm).	22
Figure II.9. : Descente de charges.	24

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

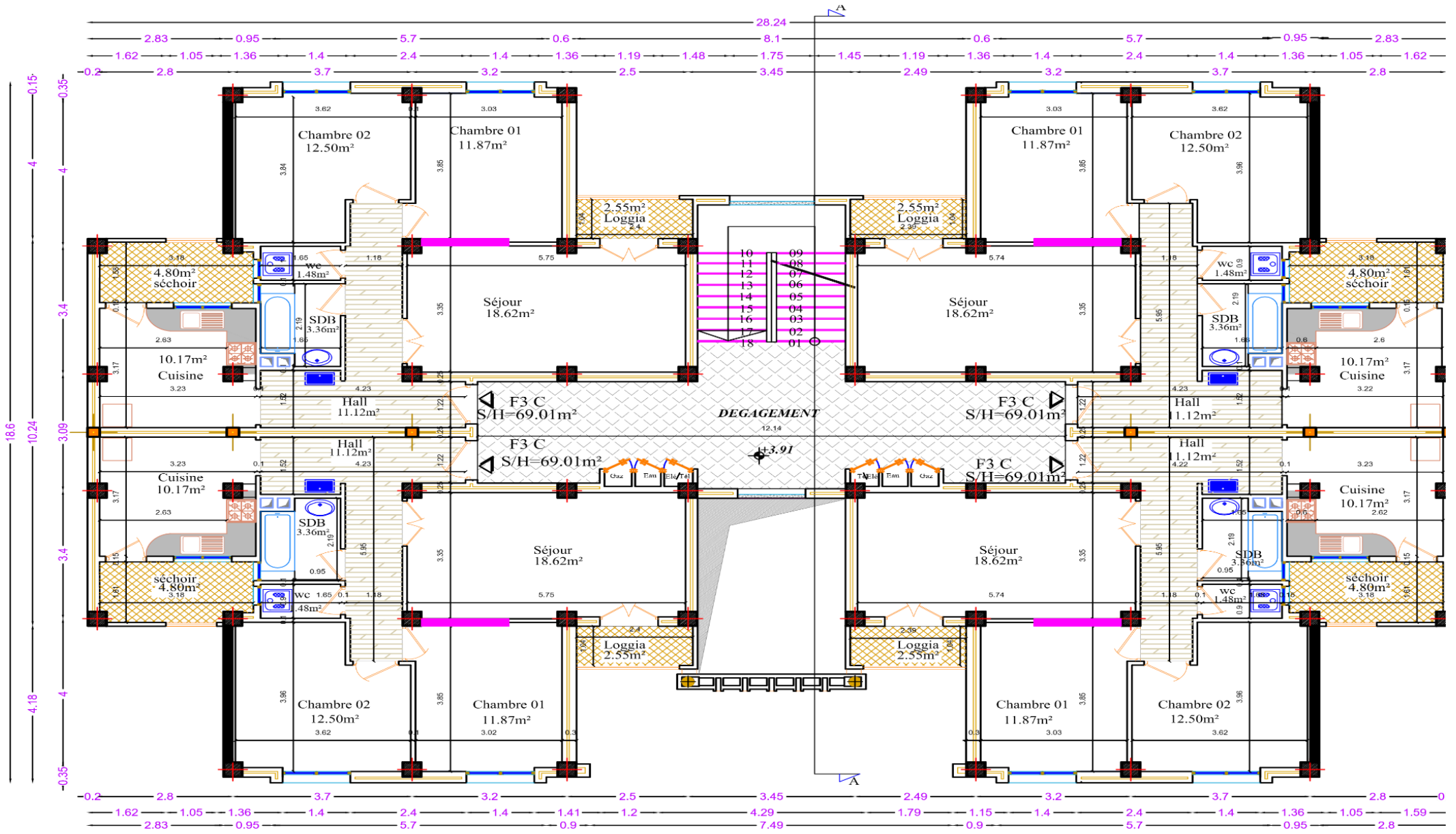
Figure III.1.1 : Terminologie d'un escalier.	28
Figure III.1.2 : Schéma statique de l'escalier.	30
Figure III.1.3 : Schéma statique du calcul a l'ELU.	32
Figure III.1.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	35
Figure III.1.5 : Schéma statique du calcul a l'ELS.	39
Figure III.1.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.	42
Figure III.1.7 : Ferrailage des escaliers.	46
Figure III.2.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.	47

Figure III.2.2 : Schéma du treillis soudé.	48
Figure III.2.3 : Coupe et dimension d'une poutrelle (section en T).	49
Figure III.2.4 : Schéma statique de la poutrelle.	50
Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle avec combinaison a l'ELU.	53
Figure III.2.6 : Diagrammes des moments et efforts tranchant a l'ELU.	57
Figure III.2.7 : Schéma statique de la poutrelle avec combinaison a l'ELU.	58
Figure III.2.8 : Diagrammes des moments et efforts tranchant a l'ELU.	60
Figure III.2.9 : Section de la poutre en T.	61
Figure III.2.10 : Diagrammes des moments et efforts tranchant a l'ELS.	66
Figure III.2.11 : Diagrammes des moments et efforts tranchant a l'ELS.	68
Figure III.2.12 : Coupe schématique du ferrailage du plancher.	73
Figure III.2.13 : Coupe transversale d'un balcon.	74
Figure III.2.14 : Schéma statique d'un balcon.	74
Figure III.2.15 : Ferrailage du balcon.	80
Figure III.3.1 : Schéma statique de la poutre palière.	81
Figure III.3.2 : Coupe verticale d'une poutre palière.	82
Figure III.3.3 : Schéma statique a l'ELU.	83
Figure III.3.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.	84
Figure III.3.5 : Schéma statique a l'ELS.	89
Figure III.3.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.	90
Figure III.3.7 : Ferrailage de la poutre palière.	94
Figure III.4.1 : Coupe verticale de l'acrotère.	95
Figure III.4.2 : Schéma statique de l'acrotère.	95
Figure III.4.3 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère.	96
Figure III.4.4 : Schéma de calcul de l'acrotère.	97
Figure III.4.5 : Schéma des distances.	97
Figure III.4.6 : Ferrailage de l'acrotère.	102
 Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS	
Figure IV.1. : Caractéristiques géométriques de la structure.	105
Figure IV.2. : Définition des matériaux.	106

Figure IV.3. : Propriété du béton.	106
Figure IV.4. : Définition des éléments barres.	107
Figure IV.5. : Propriétés des poteaux.	108
Figure IV.6. : Propriétés des poutres.	109
Figure IV.7. : Propriétés des planchers.	110
Figure IV.8. : Propriétés des voiles.	111
Figure IV.9. : Plan étage courant.	112
Figure IV.10. : Encastrement des nœuds.	113
Figure IV.11. : Définition des combinaisons statiques.	113
Figure IV.12. : Spectre de réponse.	114
Figure IV.13. : Introduction du spectre de réponse.	115
Figure IV.14. : Introduction des charges dynamiques.	116
Figure IV.15. : Combinaisons des charges.	116
Figure IV.16. : Définition de la masse.	117
Figure IV.17. : Définition des diaphragmes.	117
Figure IV.18. : Plan étage courant avec diaphragme.	118
Figure IV.19. : Structure en 3D.	119
 Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA	
Figure V.1.1 : Spectre de réponse.	121
Figure V.1.2 : Distribution des charges.	122
Figure V.1.3 : Distribution des charges pour les voiles.	123
Figure V.1.4 : Diagramme des moments.	135
Figure V.1.5 : Diagramme des efforts tranchant.	136
Figure V.1.5 : Diagramme des efforts normaux.	137
 Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
Figure VI.1.1 : Valeurs des efforts dans Socotec.	144
Figure VI.1.2 : Résultats du ferrailage avec Socotec.	145
Figure VI.2.1 : Section entièrement comprimée.	152
Figure VI.2.2 : Section partiellement comprimée.	153
Figure VI.2.3 : Section entièrement tendue.	153
Figure VI.2.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	156

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Figure VII.1 : Schéma du dimensionnement d'une fondation.	176
Figure VII.2 : Diagramme des contraintes.	185
Figure VII.3 : Périmètre utile des voiles et poteaux.	187
Figure VII.4 : Schéma statique du débord.	194
Figure VII.5 : Répartition trapézoïdale.	197
Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié.	197
Figure VII.7 : Répartition triangulaire.	197
Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELU.	201
Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	201
Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELU.	201
Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.	201
Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELS.	202
Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	202
Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELS.	202
Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.	202
Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELU.	203
Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	203
Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELU.	203
Figure VII.19 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.	203
Figure VII.20 : Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELS.	204
Figure VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	204
Figure VII.22 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELS.	204
Figure VII.23 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.	204



PLAN ETAGE COURANT

Introduction générale

Au fil des âges et du temps, les développements technologiques, les croissances démographiques, les changements climatiques, les échanges commerciaux de plus en plus intenses et les niveaux de vie croissants, tous ces facteurs induisent la conception d'ouvrages importants répondant à des normes de sécurité strictes. Pour se conformer à ces exigences, il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces ouvrages en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation. La réponse à cette exigence implique la prise en compte de certaines normes et règles parasismiques.

Secondé par des ordinateurs et des logiciels de calculs rapides et précis, tels que : « **ROBOT, ETABS ,SAP2000...etc.** » permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au génie-civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un temps moindre, l'ingénieur fait preuve au quotidien de capacités créatives et d'ingéniosité pour trouver, souvent au cas par cas, des solutions innovantes et révolutionnaires permettant la réalisation des projets dont il a la charge.

Le projet en cours d'étude a pour sujet une structure constituée d'un R.D.C et 07 étages à usage d'habitation. L'étude a porté sur, le calcul des éléments non structuraux, la modélisation numérique sous charges statiques et dynamique en utilisant ETABS ainsi que l'étude de l'infrastructure, tout en respectant la réglementation en vigueur.

CHAPITRE I :

Présentation et description de l'ouvrage

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

I.1. Présentation de l'ouvrage :

La structure étudiée est un bâtiment de 7 étages (R+7) à usage d'habitation.

Il fait partie d'un programme de logement implanté à Tizi-Rached (Tizi-Ouzou) classé comme zone de sismicité moyenne (Zone II.a). **(Annexe du RPA 99 / modifié 2003).**

La bâtisse est classée comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe 2) **(Article 3.2 du RPA 99 / 2003).**

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

- Longueur totale : 28,24 m
- Largeur totale : 18,60m
- Hauteur totale : 24,48m
- Hauteur du RDC : 3,06 m
- Hauteur des étages : 3,06m

I.3. Réglementation utilisée :

L'étude sera menée Conformément aux règles suivantes :

- Règles parasismiques Algériennes **(RPA 99 / version 2003).**
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton armé suivant la méthode des états limites **(BAEL 91 révisées 99).**
- Document technique Réglementaire **(DTR B.C 2.2)** : charges permanentes et charges d'exploitation.
- Document technique Réglementaire **(DTR B.C. 2-41)** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé **(C.B.A.93)**

I.4. Eléments composant la structure :

I.4.1. Eléments composant la superstructure :

a. L'ossature :

Constituée de portiques (poteaux et poutres) en béton armé associées à des voiles de contreventement.

b. les Planchers :

Aire Généralement plane destinée à limiter les étages et à assurer l'isolation thermique et phonique. On en distingue deux types :

Planchers en corps creux :

Constitués de corps creux, poutrelles préfabriquées et d'une dalle de compression.

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

Planchers en dalle pleine :

Prévues lorsqu'il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux et pour les consoles.

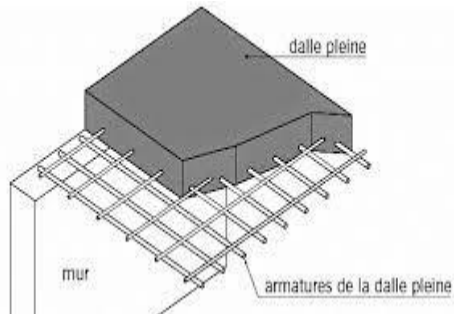


Figure I.1. : Plancher en dalle pleine.

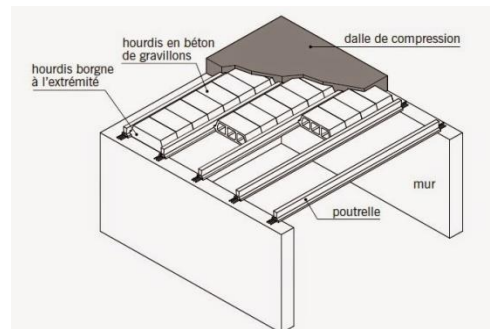


Figure I.2. : Plancher en corps creux.

c. Les Voiles de contreventement :

Éléments verticaux en béton armé, destinés à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux (vent, séisme...) et une partie des charges verticales.

d. La Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

Murs extérieurs : Le remplissage des façades est en maçonnerie, elles sont composées d'une double cloison en briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs : cloison de séparation de 10 cm

e. les escaliers :

Élément constitué d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder d'un étage à un autre.

f. Les balcons :

Réalisés en dalle pleine.

g. Les revêtements :

Revêtement horizontal : en plâtre pour les plafonds et en carrelage pour les sols.

Revêtement vertical : en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramique pour les salles d'eau.

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

h. l'acrotère :

Élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

I.4.2 Éléments composants l'infrastructure :

Le rôle des fondations est de transmettre les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories (fondations superficielles, semi-profondes et profondes).

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (donc des charges appliquées à la fondation) et de la qualité du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.5.1. Le béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, il est principalement constitué de granulats naturels (sables, gravillons), de liants normalisés (ciments artificiels), adjuvants éventuels et d'eau de mouillage.

La composition du béton doit être conforme aux règles, elle sera déterminée en laboratoire de façon à avoir la résistance caractéristique souhaitée.

a. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression noté (f_{c28}).

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées à la compression de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur, elle est évaluée par la formule (f_{cj}).

L'article (A.2.1, 11 du BAEL 99) stipule que :

- Pour $j \leq 28$ jours :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA}$$

- Pour $j > 28$ jours : elle est prise conventionnellement égale à $f_{cj} = f_{c28}$

Pour l'étude du projet, la valeur de f_{c28} sera prise comme suit : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, est conventionnellement définie par la relation :

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

(Art.2.1, 12 BAEL 91 modifiée 99)

$$\text{Dans notre cas : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 (25) = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module d'élasticité :

Le module d'élasticité représente le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation engendrée. On distingue deux modules de déformation :

c.1. Module de déformation longitudinale :

Selon la durée d'application des contraintes normales, on distingue deux types de modules de déformation longitudinaux.

c.1.a. Module de déformation longitudinale instantanée : D'après l'article (BAEL 91 modifiée 99 / Art.2.1 21)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}$$

$$1/3 \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa [I-04]}$$

$$\text{Pour } j = 28 \text{ j} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{ij28} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

c.1.b. Module de déformation longitudinale différée : (BAEL 91 modifiée 99/ Art.2.1 22)

Pour les charges de longue durée, le module de déformation différée est donné par :

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}$$

$$1/3 \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$\text{- pour } j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vj28} = 10819 \text{ MPa}$$

c.2. Module de déformation transversal :

Le module d'élasticité transversale G est donné par la formule : $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Avec :

- ν : Coefficient de poisson
- E : module de Young (module d'élasticité)

Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

Longitudinale dont les valeurs sont données par

(Art A.2.1, 3 / BAEL 91 modifié 99)

$V=0$ pour des sollicitations à ELU

$\nu=0.2$ pour le calcul des déformations à ELS

d. Notions d'états limites:

Un état de limite est une situation au-delà de laquelle une structure n'assure plus la fonction pour laquelle elle a été conçue.

On distingue deux types d'états limites à savoir :

ELS : état limite de service

ELU : état limite ultime

d.1. Etat limite ultime (ELU) :

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage, il doit être justifié vis-à-vis de :

- L'équilibre statique (non-renversement).
- La stabilité de forme (non-flambement).
- La résistance et la fatigue des matériaux (non-rupture).

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par l'article **(A.4.3, 41 du BAEL 99)** :

$$f_{cb} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

- $\gamma_b = 1.5$ (En situation courante).
- $\gamma_b = 1.15$ (En situation accidentelle).

θ : coefficient en fonction de la durée (t) d'application de l'action considérée.

- $\theta = 1$ (pour $t > 24$ h).
- $\theta = 0.9$ (pour $1h \leq t \leq 24h$).
- $\theta = 0.85$ (pour $t < 1h$).

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

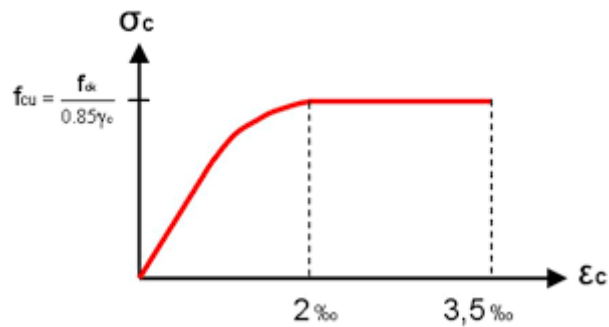


Figure.I.3. : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Le diagramme est composé :

- D'une partie parabolique où la déformation relative est limitée à 2‰ (Etat élastique).
- D'une partie rectangulaire où $2\text{‰} \leq \epsilon_c \leq 3,5\text{‰}$ (Etat plastique)

d.2. Etat limite de service :

L'état limite de service est le seuil au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des structures ne sont plus satisfaites (ouverture des fissures, flèches ou déformations excessives, fatigue des matériaux) .

L'article **(A.4.5, 2 du BAEL 99)** stipule que la contrainte de compression du béton (σ_{bc}) est limitée à $0,6f_{cj}$

- Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

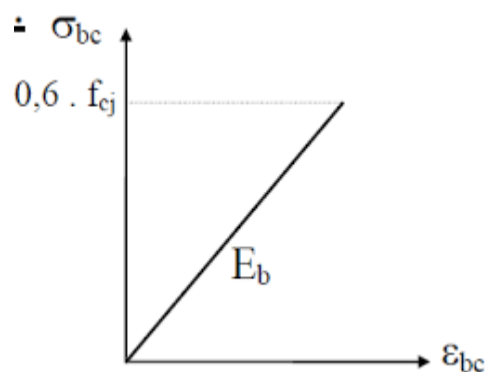


Figure I.4. : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

$\text{tg } \alpha = E_b$ (module d'élasticité)

ϵ_{bc} = Déformation relative du béton en compression.

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

e. Contrainte limite de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante (**Article 5.1, 1 du**

$$\text{BAEL 99)} \quad \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

V_u : Effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 : Largeur de l'âme

d : Hauteur utile ($h-c$)

Cette contrainte ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Cas de fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

- **Cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left\{ \frac{0.15f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

I.5.2 L'acier :

Les aciers sont utilisés pour équilibrer les efforts de traction auxquels le béton ne résiste pas. Les aciers sont distingués par leurs nuances et leurs états de surface. En général, deux types sont utilisés :

- Les aciers à haute adhérence (HA)
- Les treillis soudé (TS).

Dans notre cas, les deux types d'aciers utilisés sont les suivants :

- Aciers haute adhérence $Fe400$, dont la limite d'élasticité $F_e = 400 \text{ MPa}$.
- Treillis soudé TS520 ($\phi = 6 \text{ mm}$), dont la limite d'élasticité $F_e = 520 \text{ MPa}$.

a. Module d'élasticité longitudinale :

Le module d'élasticité longitudinale (E_s) est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

b. Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2, / BAEL 99) :

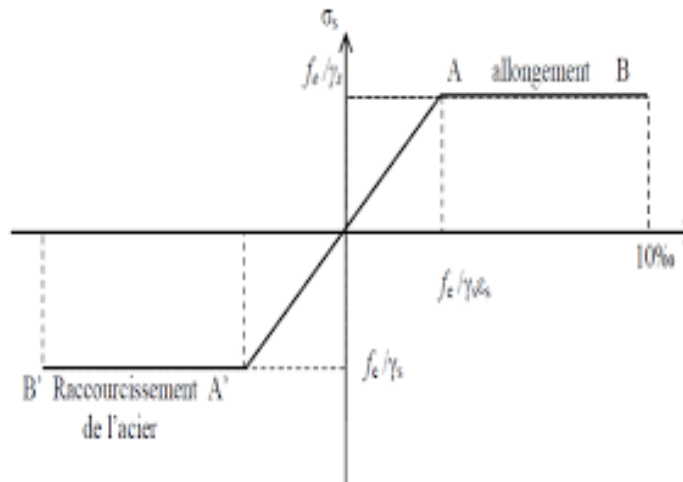


Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

c. La limite d'élasticité de l'acier :

À L'ELU : (Art A.4.3,2 / BAEL91 modifié 99)

$\sigma_{st} = fe/\gamma_s$ Avec γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ pour la situation durable.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

$\sigma_{st} = 348$ MPa pour les aciers à haute adhérence Fe400.

Nuance	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400	$\sigma_{st} = 348$ MPa	$\sigma_{st} = 400$
Fe = 520	$\sigma_{st} = 452.17$ MPa	$\sigma_{st} = 520$

Tableau I.1 : Caractéristiques de l'acier.

À L'ELS :

- Fissuration peu nuisible : (Art A-4.5, 32 BAEL99) :

Cas des éléments intérieurs où aucune vérification n'est nécessaire. $\sigma_{st} \leq fe$

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

- **Fissuration préjudiciable :**

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec : η c'est le coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1.6$ pour les HA ($\phi \geq 6\text{mm}$)

$\eta = 1.3$ pour les HA ($\phi < 6\text{mm}$)

f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

- **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.33 / BAEL 99) :**

Cas des éléments exposés à l'intempérie, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} \leq \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

d. Protection des armatures : (Art A-7.2, 4 BAEL99) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et préserver les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit vérifié ; aux prescriptions suivantes :

- $c \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.
- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 5 \text{ cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté tous les éléments constituant notre ouvrage et les caractéristique mécanique des matériaux qui seront utilisés lors de la construction ainsi que les règles de calcul et de vérification à respecter à savoir le « **BAEL91-modifié 99** » et le règlement parasismique algérien « **RPA99/ 2003**). »

CHAPITRE II :

Pré-Dimensionnement de l'ouvrage

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

Introduction :

Après la présentation du projet on commence le pré dimensionnement des éléments le composant, c'est une étape importante qui a pour but de définir les dimensions des éléments structuraux.

Ces éléments seront dimensionnés selon les différents règlements qui sont suivis en Algérie (**BAEL 91 mod 99, RPA 99 version 2003, DTR, DTU 13.12, CBA 93**).

II.1. Pré-dimensionnement des éléments :

II.1.1. Les planchers :

Un plancher est un aire plan horizontale qui délimite les étages, qui supporte les charges et surcharges et qui s'appuie sur les éléments porteurs verticaux (poteaux et murs)

II.1.1.1. Les planchers en corps creux :

C'est des planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées, le tout complété par une dalle de compression, qui sera ferrillée par un treillis soudé.

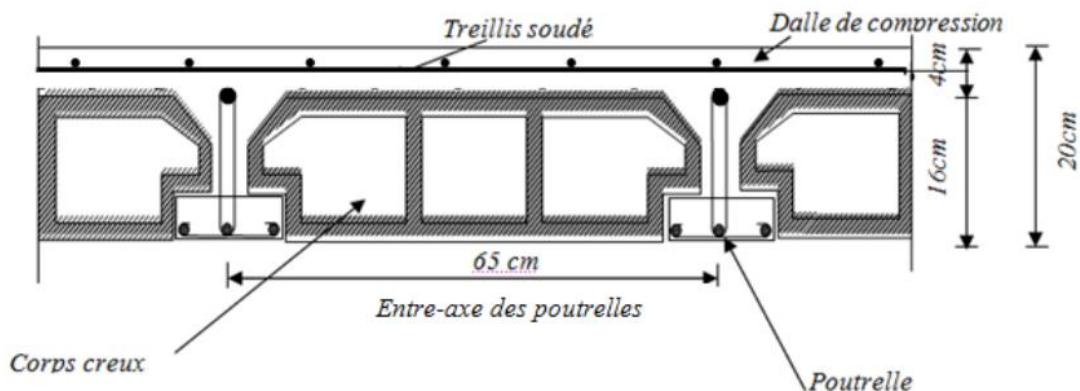


Figure II.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ (Art B.6.8.424 BAEL 91 mod 99)}$$

L_{max} : Porté libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

H_t : Hauteur total des planchers

Le **RPA** exige un minimum de (25x25) cm² pour un poteau en zone **Ila**

$$L_{max}=370-25=345 \text{ cm}$$

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

$$h_t \geq \frac{345}{22.5} = 15.33 \text{ cm}$$

On va donc opter pour un plancher **(16+4) = 20 cm**

- L'épaisseur du corps creux est de 16 cm
- L'épaisseur de la dalle de compression est de 4 cm

II.1.1.2. Les planchers en dalle pleine (balcon) :

Ce sont des planchers en béton armée d'épaisseurs variables avec un ferrailage plus ou moins important selon l'épaisseur et les charges supportées.

Leur pré dimensionnement est déterminé selon :

a) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur des dalles est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_x}{10}$$

Avec :

L_x : portée libre

e : épaisseur de la dalle

dans notre projet : $L_x = 104 \text{ cm} \rightarrow e \geq \frac{104}{10} = 10.4 \text{ cm}$

b) Condition de résistance au feu :

- **e = 7 cm** : pour une heure de résistance au feu
- **e = 11 cm** : pour deux heures de résistance au feu
- **e = 17.5 cm** : pour quatre-heures de résistance au feu

On optera pour un plancher résistant à deux heures au feu donc **e=11 cm**

c) Condition d'isolation acoustique :

La masse surfacique minimale du béton doit être de **$\rho = 350 \text{ kg/m}^2$** pour obtenir et assurer une bonne isolation acoustique

Pour calculer l'épaisseur minimale :

$$e \geq \frac{\rho}{\rho_{\text{beton}}} = \frac{350}{2500} = 0.14\text{m} = 14\text{cm}$$

$$\rho_{\text{beton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

Conclusion : pour satisfaire les trois conditions on prendra **e=15 cm**

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

II.1.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé qui ont le rôle de transmettre les charges et surcharges des planchers vers les éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

D'après le **BAEL 91 mod 99** leur pré dimensionnement s'effectuera selon ces formules:

$$\text{Hauteur} : \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{Largeur} : 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre
- b : largeur de la poutre
- L_{max} : longueur maximum entre nus d'appuis considérés

Les poutres devront également respecter le minimum donné par le **RPA 99 version 2003**, qui d'après l'article **7.5.1** :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

$$\frac{h}{b} \leq 4.0$$

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

II.1.2.1. Les poutres principales :

Elles vont être disposées perpendiculairement aux poutrelles

On a $L_{max}=400$ cm

$$\text{Hauteur} : \frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} = 26.66cm \leq h_t \leq 40cm$$

Soit $h_t=35cm$

$$\text{Largeur} : 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 = 14cm \leq b \leq 24.5cm$$

Soit $b=20cm$

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

Vérifications RPA :

h=35 cm	$h \geq 30cm$	Condition vérifiée
b=20 cm	$b \geq 20cm$	Condition vérifiée
$\frac{35}{20} = 1.75$	$\frac{h}{b} \leq 4.0$	Condition vérifiée

Tableau II.1 : Vérifications des dimensions des poutres principales selon le RPA.

II.1.2.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

Nous avons $L_{\max}=370$ cm

$$\text{Hauteur} : \frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10} = 24.66cm \leq h_t \leq 37cm$$

Soit $h_t=30cm$

$$\text{Largeur} : 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 = 12cm \leq b \leq 21cm$$

Soit $b=20cm$

Vérifications RPA :

h=30 cm	$h \geq 30cm$	Condition vérifiée
b=20 cm	$b \geq 20cm$	Condition vérifiée
$\frac{30}{20} = 1.5$	$\frac{h}{b} \leq 4.0$	Condition vérifiée

Tableau II.2 : Vérifications des dimensions des poutres secondaires selon le RPA.

Conclusion :

Les conditions **RPA** sont respectées et vérifiées donc les sections considérées seront :

- Poutres principales : PP 20x35 cm²
- Poutres secondaires : PS 20x30 cm²

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

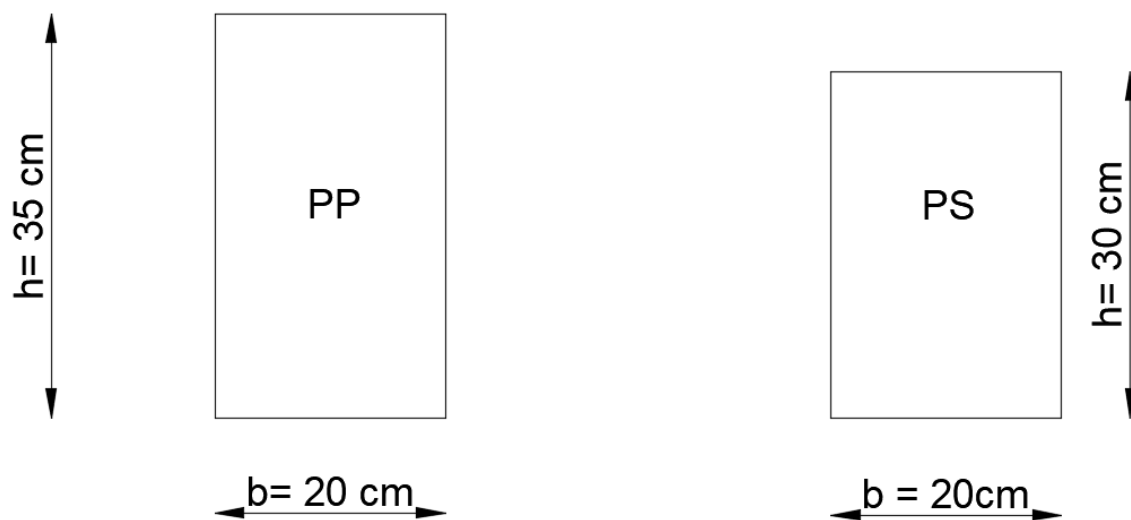


Figure II.2 : Dimensions poutres.

II.1.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur chantier. Ils sont destinés à contreventé l'ouvrage en assurant la stabilité de celui-ci sous l'effet des actions horizontales (séisme) d'une part, et à reprendre une partie des charges verticales d'autre part.

Ils sont pré dimensionné selon l'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 tel que :

$$L \geq 4a$$

Avec :

- L : longueur minimale du voile
- a : épaisseur du voile
- h_e : hauteur libre d'étage

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

Le RPA préconise une épaisseur minimale de 15 cm pour le voile et l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur de l'étage libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure suivante :

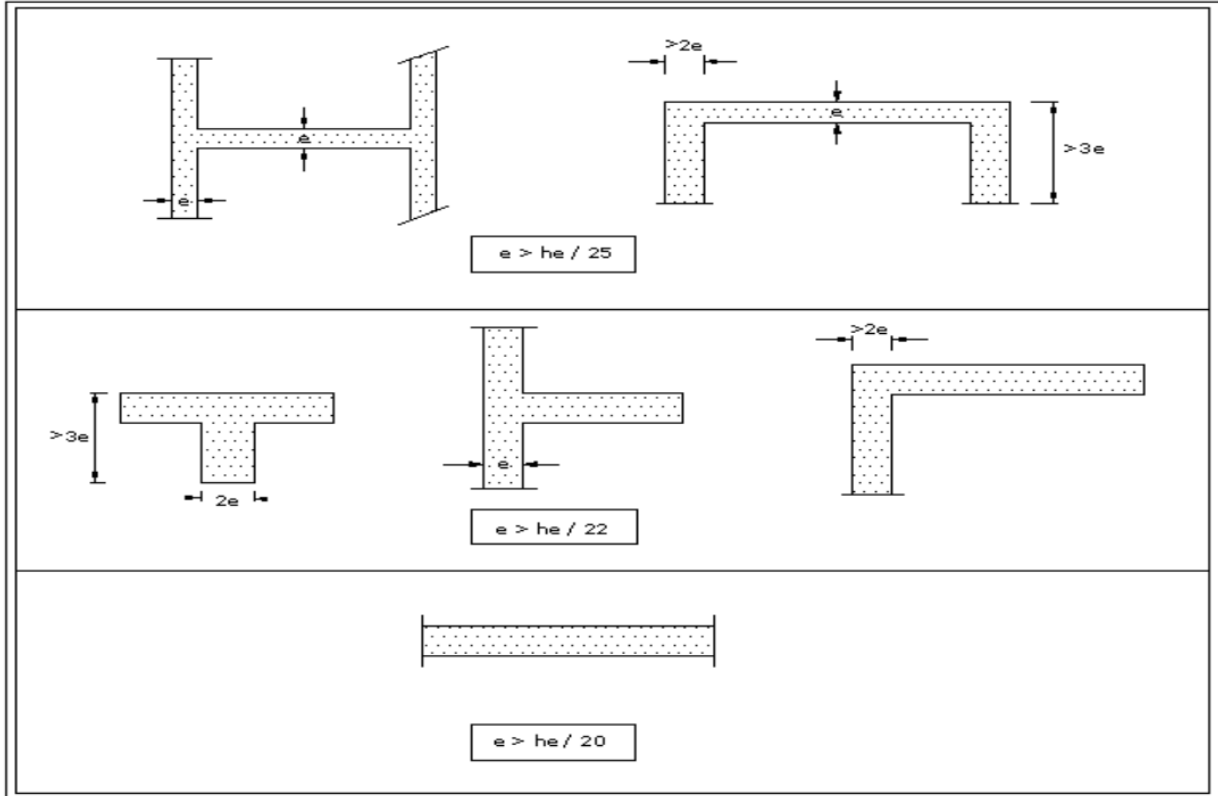


Figure II.3 : Dimensionnement des différents types de voiles selon le RPA.

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right)$$

On prendra $a \geq \frac{h_e}{20}$

$$h_e = h - e_p = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

Avec:

- h : 306 cm (hauteur de l'étage)
- e_p : Hauteur du plancher = (16 + 4) = 20 cm.

$$\rightarrow a \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm}$$

On prendra donc l'épaisseur $a = 15 \text{ cm}$

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

Vérifications RPA :

$$L \geq 4a = 180\text{cm} > 60\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$a \geq a_{\min} = 15\text{cm} = 15\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

II.1.4. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS sous un effort de compression N_s sur le poteau le plus sollicité. Selon l'article **7.4.1 du RPA 99 version 2003**, les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **Ila** doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

La section du poteau sera déterminée par la formule :

$$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Avec } N_s = G+Q$$

Et :

N_s : effort de compression repris par le poteau le plus sollicité

S : section du poteau

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression $\rightarrow \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On devra déterminer l'effort normal à partir de la descente de charges, on devra donc d'abord déterminer les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.1.4.1. Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitations :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers, les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

- a) Charges permanentes :
- Les planchers :
 - Plancher étage courant :

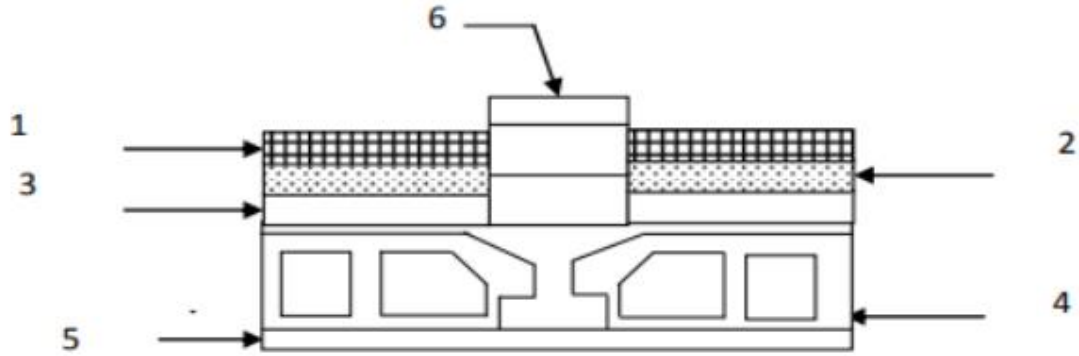


Figure II.4 : Les éléments qui constituent un plancher corps creux.

N°	Élément	Épaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanente G(KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux (16+4)	0.2	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.2	10	0.20
6	Maçonnerie en brique creuse	0.10	9	0.90
Charge permanente total G_{PEC}				5.1

Tableau II.3 : Charges permanentes de l'étage courant.

- Balcon en dalle pleine :



Figure II.5 : Coupe d'un plancher en dalle pleine.

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

N°	Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanente G(KN/m ²)
1	Dalle pleine B.A	0.15	25	3.75
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
5	Enduit ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente balcon G_{balcon}				5.31

Tableau II.4. : Charges permanentes balcon.

- **Plancher étage terrasse inaccessible :**

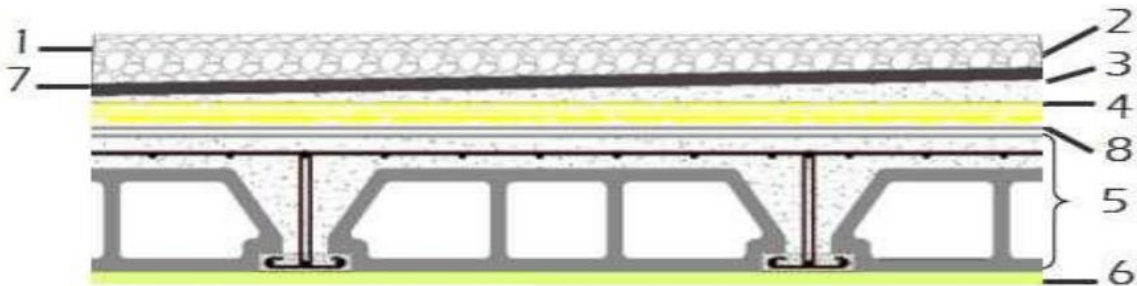


Figure II.6 : Les éléments qui constituent un plancher corps creux inaccessible.

N°	Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanente G(KN/m ²)
1	Protection en gravillon	0.05	20	1
2	Étanchéité	0.02	6	0.12
3	Béton en pente	0.08	22	1.76
4	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0.16
5	Plancher corps creux (16+4)	0.2	14	2.80
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente total G_{PET}				6.04

Tableau II.5. : Charges permanentes de l'étage terrasse.

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

➤ Maçonnerie :

• Murs extérieurs :

N°	Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanente G(KN/m ²)
1	Enduit au ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuses 8 trous	0.1	9	0.90
3	Lame d'air	5	/	/
4	Brique creuses 12 trous	0.15	9	1.35
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente total G_{Mext}				2.85

Tableau II.6. : Charges permanentes du mur extérieur.

• Murs intérieurs :

N°	Élément	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanente G(KN/m ²)
1	Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuses 8 trous	0.1	9	0.90
3	Enduit au plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente total G_{Mint}				1.30

Tableau II.7. : Charges permanentes du mur intérieur.

➤ L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont illustrées ci-dessous ce qui permettra de calculer les charges permanentes de celui-ci

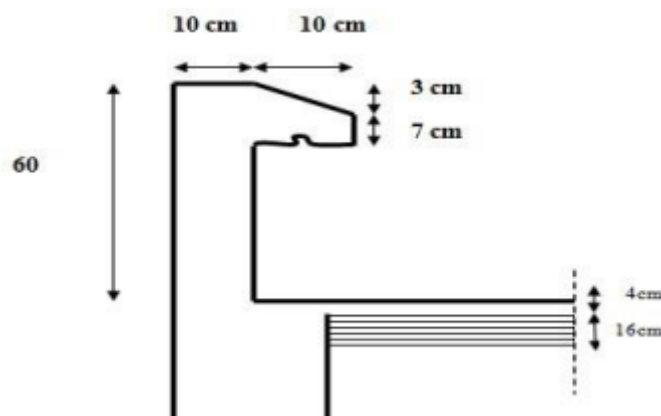


Figure II.7. : Coupe verticale de l'acrotère.

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

On a le poids propre : $G = \rho \times S \times 1 \text{ ml}$

Avec :

S_p : Masse volumique du béton (25 KN/m³)

S : Section longitudinale de l'acrotère (m²)

$$S = \frac{(0.1 \times 0.03)}{2} + (0.1 \times 0.07) + (0.6 \times 0.1) = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharges d'exploitation :

Les surcharges d'exploitations sont données par le **DTR B.C.22** :

Plancher étage courant	1.5 KN/m ²
Séchoir	3.5 KN/m ²
Plancher étage terrasse (inaccessible)	1 KN/m ²
Escaliers	2.5 KN/m ²
Balcon	3.5 KN/m ²
Acrotère	1 KN/m ²

Tableau II.8. : Différentes surcharges d'exploitations des différents éléments.

II.1.4.2. Descente de charges :

La descente de charges a pour but la distribution et le transfert des charges dans une structure, elle est obtenue en déterminant les efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations.

Remarque : Pour le pré dimensionnement des poteaux on se référera dans un premier temps au **RPA 99 version 2003, Zone IIa**, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à **(25 X25) cm²**

En fonction de la surface d'influence de chaque poteau, on constate que le poteau le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge est le : **C2**

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

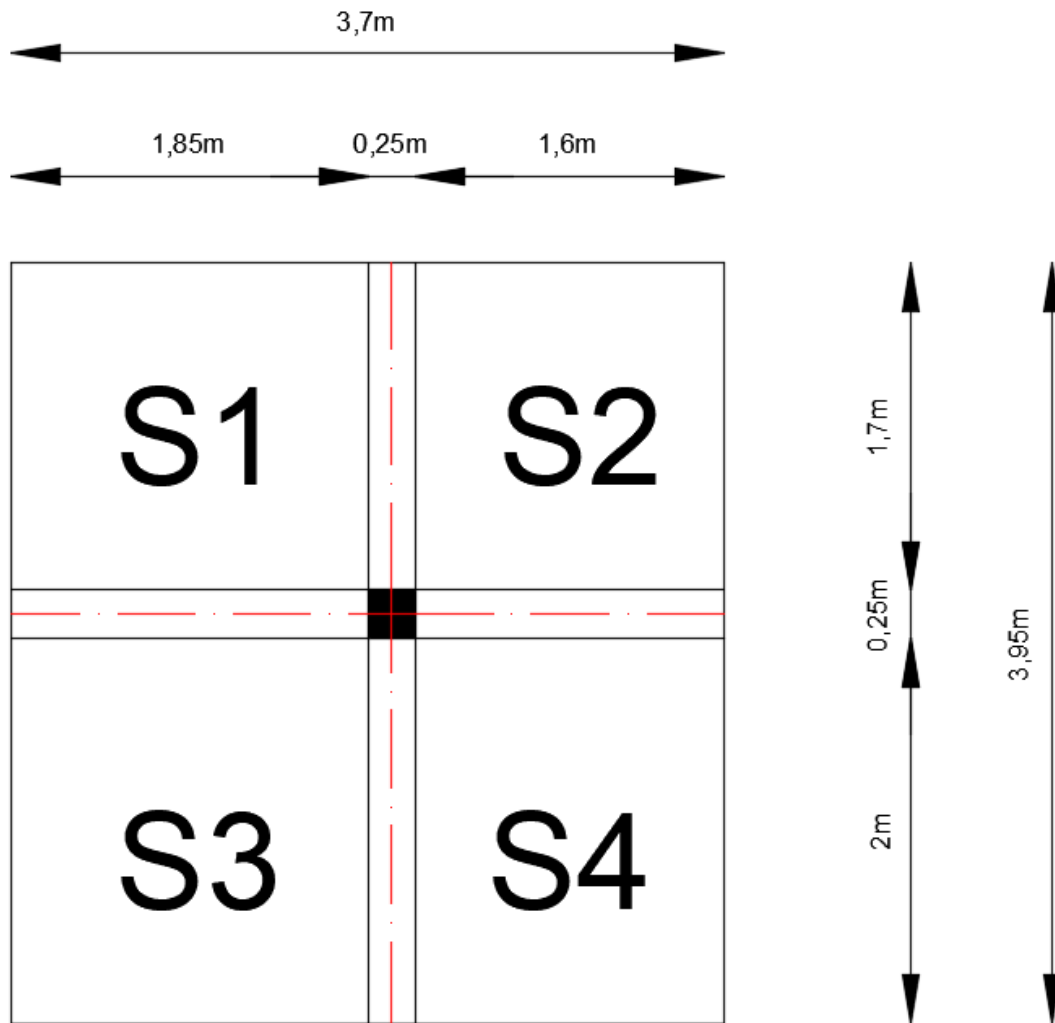


Figure II.8. : Surface d'influence du poteau le plus sollicité (en cm).

- Surface du plancher revenant au poteau :

$$S_{\text{tot}} = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 1.85 \times 1.7 = 3.145 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.6 \times 1.7 = 2.72 \text{ m}^2$$

$$S3 = 1.85 \times 2 = 3.7 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.6 \times 2 = 3.2 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow \text{D'ou } S_{\text{tot}} = 12.765 \text{ m}^2$$

Surface brute:

$$S_b = (1.85 + 0.25 + 1.6) \times (1.7 + 0.25 + 2)$$

$$S_b = 14.615 \text{ m}^2$$

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

II.1.4.2.1. Poids propres des éléments :

Eléments		Opérations	Poids (KN)
Planchers	Plancher étage courant	$G_{PEC} \times S = 5.1 \times 12.765$	65.101
	Plancher étage terrasse (inaccessible)	$G_{PET} \times S = 6.04 \times 12.765$	77.100
Poutres	Poutre principale	$(0.35 \times 0.20) \times 3.95 \times 25$	6.912
	Poutre secondaire	$(0.30 \times 0.20) \times 3.7 \times 25$	5.55
Poteaux		$(0.25 \times 0.25) \times 3.06 \times 25$	4.781

Tableau II.9. : Poids propres des éléments.

- **Surcharges d'exploitations :**

Eléments	Operations	Poids (KN)
Plancher étage courant	1.5×12.765	19.147
Plancher étage terrasse	1×14.615	14.615

Tableau II.10. : Surcharges d'exploitations.

II.1.4.2.2. La dégression des charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le D.T.R B.C 2.2, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ($n \geq 5$ **niveau**) où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, ce qui est applicable dans notre cas (**Art 6.3.D.T.R B.C 2.2**) :

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum Q_i$

Avec : - Q_0 : Surcharge d'exploitation de la terrasse

- Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i

- Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » et en tenant compte de la dégression des surcharges

- **N** : Numéro de l'étage du haut vers le bas

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

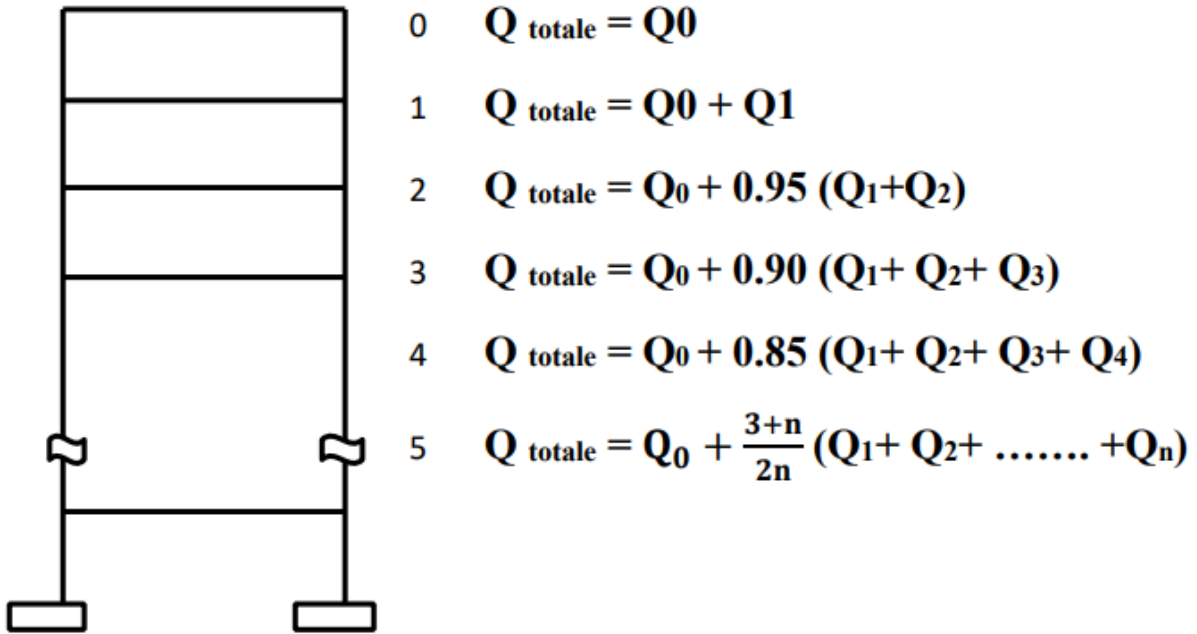


Figure II.9. : Descente de charges.

Niveau	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71

Tableau II.11. : Coefficient de dégressions des charges.

- Surcharges cumulés d'après la loi de dégressions des charges « Q_c » :

Niveau	Opérations	Résultats (KN)
Niveau 7	$Q_0=14.615$	14.615
Niveau 6	$Q_0+Q_1=14.615+19.147$	33.762
Niveau 5	$Q_0+0.95(Q_1+Q_2)=14.615+0.95(19.147 \times 2)$	50.994
Niveau 4	$Q_0+0.90(Q_1+Q_2+Q_3)=14.615+0.90(19.147 \times 3)$	66.311
Niveau 3	$Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=14.615+0.85(19.147 \times 4)$	79.714
Niveau 2	$Q_0+0.80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=14.615+0.80(19.147 \times 5)$	91.203
Niveau 1	$Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=14.615+0.75(19.147 \times 6)$	100.776
RDC	$Q_0+0.71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=14.615+0.71(19.147 \times 7)$	109.775

Tableau II.12. : Dégressions des charges d'exploitations.

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

- **Dimensionnement des sections des poteaux :**

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)	Efforts Normal (KN)	Sections des poteaux (cm ²)	
	G _{planche r}	G _{poteaux}	G _{poutres}	G _{total}	G _{cumulé}	Q _{cumulés}	N _s =G+Q	Section trouvée	Section adoptée
7	77.100	/	12.462	89.562	89.562	14.615	104.177	69.451	35×35
6	65.101	4.781	12.462	82.344	171.906	33.765	205.668	137.112	35×35
5	65.101	4.781	12.462	82.344	254.250	52.909	307.159	204.772	40×40
4	65.101	4.781	12.462	82.344	336.594	72.056	408.65	272.433	40×40
3	65.101	4.781	12.462	82.344	418.938	91.203	510.141	340.094	40×40
2	65.101	4.781	12.462	82.344	501.282	110.35	611.632	407.754	45×45
1	65.101	4.781	12.462	82.344	583.626	129.497	713.123	475.415	45×45
RDC	65.101	4.781	12.462	82.344	665.970	148.644	814.614	543.076	45×45

Tableau II.13. : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

II.1.4.3. Vérifications :

- **Vérifications selon les conditions exigées par le RPA :**

Selon l'article (Art 7.4.1) du **RPA99 version 2003**, les dimensions des poteaux en zone IIa doivent respecter les conditions suivantes :

$$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$$

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

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Conditions RPA	Niveau	Section du poteau en cm ²	Vérifications	
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$	Etage 6 et 7	35×35	Min(b ₁ ,h ₁)=35cm	Vérifiée
			Min(b ₁ ,h ₁)=306/20=15.3cm	Vérifiée
			0.25≤1≤4	Vérifiée
	Etage 3 a 5	40×40	Min(b ₁ ,h ₁)=40cm	Vérifiée
			Min(b ₁ ,h ₁)=306/20=15.3cm	Vérifiée
			0.25≤1≤4	Vérifiée
	RDC a étage 2	45×45	Min(b ₁ ,h ₁)=45cm	Vérifiée
			Min(b ₁ ,h ₁)=306/20=15.3cm	Vérifiée
			0.25≤1≤4	Vérifiée

Tableau II.14. : Tableau vérifications des dimensions des poteaux selon les conditions RPA.

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

- **Vérifications au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés.

Il faut donc vérifier que l'élancement λ des poteaux soit :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

- λ : élancement du poteau
- L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f=0.7l_0$)
- i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)
- S : section transversale du poteau ($b \times h$)
- I : moment d'inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$
- l_0 : longueur libre du poteau

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12S}}}$$

Niveau	b(cm)	h(cm)	I(cm ⁴)	S(cm ²)	l ₀ (cm)	L _f (cm)	i (cm)	λ	condition
7	35	35	125052,08	1225	286	200.2	10.10	19.82	vérifiée
6	35	35	125052,08	1225	286	200.2	10.10	19.82	vérifiée
5	40	40	213333.33	1600	286	200.2	11.55	17.33	vérifiée
4	40	40	213333.33	1600	286	200.2	11.55	17.33	vérifiée
3	40	40	213333.33	1600	286	200.2	11.55	17.33	vérifiée
2	45	45	341718.75	2025	286	200.2	12.99	15.41	vérifiée
1	45	45	341718.75	2025	286	200.2	12.99	15.41	vérifiée
RDC	45	45	341718.75	2025	286	200.2	12.99	15.41	vérifiée

Tableau II.15. : Tableau vérifications du flambement.

On conclue donc que la condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est **vérifiée**. Donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement.

Chapitre II : Pré-Dimensionnement

II.1.5. Conclusion :

Les différents éléments du bâtiment (planchers, poutres, voiles, et poteaux) sont pré dimensionnés et vérifiés, les différentes sections sont :

- **Poutres principales : PP 20x35 cm²**
- **Poutres secondaires : PS 20x30 cm²**
- **Epaisseur voiles : 15 cm**
- **Epaisseur plancher corps creux : (16+4) =20 cm**
- **Epaisseur dalle pleine balcon : 15 cm**
- **Sections des poteaux :**
 - ❖ **Du RDC au 2eme : 45x45 cm²**
 - ❖ **3eme au 5eme : 40x40 cm²**
 - ❖ **6eme et 7eme : 35x35 cm²**

On note que ces sections peuvent changer après la modélisation dynamique de la structure.

CHAPITRE III :

- **Calcul des éléments non structuraux**
-

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

• Introduction :

Ce chapitre portera sur l'étude complète et spécifique pour chaque élément structural secondaire (ne fait pas partie du système de contreventement), ces éléments ont une influence plus ou moins directe sur la structure globale. L'étude portera sur le dimensionnement, le ferrailage, et les différentes vérifications de ces éléments se fera conformément aux règles (**BAEL91 modifié 99 et RPA 91 version 2003**)

III.1. Escaliers :

• Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à l'autre d'une construction. Dans le présent travail ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place, en outre le bâtiment sera muni d'un seul type d'escalier.

• Terminologie :

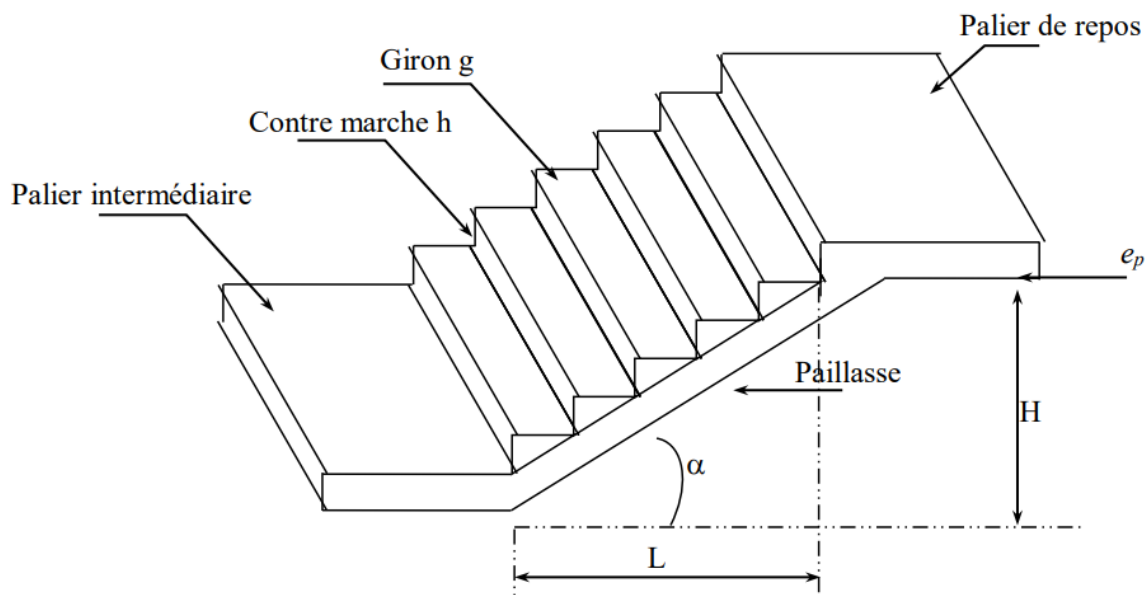


Figure III.1.1 : Terminologie d'un escalier.

h : La hauteur de la contre marche

g : La largeur de la marche

n : nombre de contre marches

H : hauteur de la volée

m = n - 1 : nombre de marches

L : longueur de volée

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1.1. Pré-dimensionnement :

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan :

$$59 \text{ cm} < g+2h < 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : hauteur du contre marche : $14 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm}$; (On prendra : $h = 17\text{cm}$)

g : hauteur de la marche (giron)

Il s'agira de déterminer :

-Le nombre des marches (n).

-La hauteur de la marche (h).

-Le giron (g).

-L'épaisseur de la paillasse (e).

➤ **Nombre de contre marche :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contres marches}$$

➤ **Nombre de marche :**

$$m = n-1=9-1= 8 \text{ marches}$$

➤ **Le giron :**

$$g = \frac{L}{m} = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

➤ **Vérifications de la formule de BLONDEL :**

Nous avons $g=30 \text{ cm}$ et $h=17 \text{ cm}$: $59 \text{ cm} < g+2h < 66 \text{ cm} \rightarrow 59 \text{ cm} < 30+(2 \times 17) < 66 \text{ cm}$

Qui nous donne : $59 \text{ cm} < 64 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

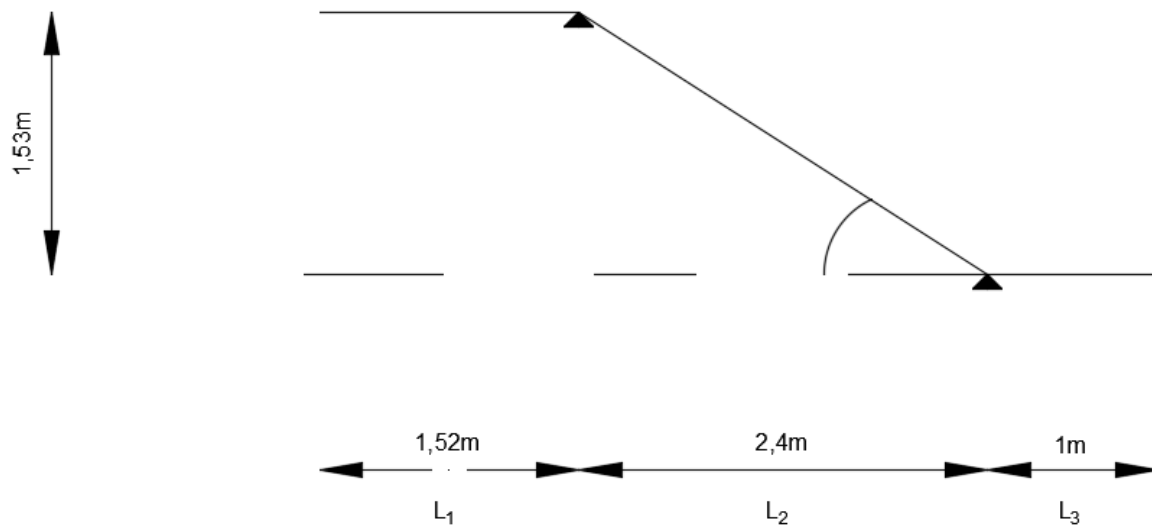


Figure III.1.2 : Schéma statique de l'escalier.

➤ Épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse (e) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$$

Où l_0 est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

Calcul de L (Longueur de la paillasse projetée) :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$\sin \alpha = \frac{H}{L} \rightarrow L = \frac{H}{\sin \alpha} = \frac{153}{0.537} = 2.85 \text{ m}$$

$$l_0 = L_1 + L_2 + L_3 = 1 + 2.4 + 1.52 = 4.92 \text{ m}$$

Donc :

$$\frac{492}{30} \leq e \leq \frac{492}{20} \rightarrow 16.4 \leq e \leq 24.6$$

On prendra une épaisseur de **$e=20$ cm**

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1.2. Détermination des charges et surcharges :

➤ Charges permanentes :

• Volée :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanentes G (KN/m ²)
Poids des marches	$\frac{0.17}{2}$	25	2.125
Poids propre de la volée	$\frac{0.20}{\cos 32.52}$	25	5.929
Enduit au ciment	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	20	0.40
Poids du garde-corps	/	/	0.20
Charge permanente totale G_{volée}			9.85

Tableau III.1 : Calcul charges permanentes de la volée.

• Palier :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges permanentes G (KN/m ²)
Poids du palier	0.20	25	5
Enduit au ciment	0.02	22	0.44
Couche de sable	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Carrelage	0.02	20	0.40
Charge permanente total G_{palier}			6.60

Tableau III.2 : Calcul charges permanentes du palier.

➤ Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est :

$$Q=2.5 \times 1 = 2.5 \text{ KN/ml}$$

III.1.3. Calcul des sollicitations a l'ELU :

➤ Calculs des efforts internes :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'embranchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée. Il se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple et pour déterminer les efforts dans la volée, on fera référence aux lois de la RDM.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- **Combinaisons de charges :**

A l'ELU :

Volée : $q_{uv} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,85 + 1,5 \times 2,5 = 17,05 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{up} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,60 + 1,5 \times 2,5 = 12,66 \text{ KN/ml}$

A l'ELS :

Volée : $q_{sv} = G + Q = 9,85 + 2,5 = 12,35 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{sp} = G + Q = 6,60 + 2,5 = 9,10 \text{ KN/ml}$

	Volée	Palier
ELU	17.05 KN/ml	12.66 KN/ml
ELS	12.35 KN/ml	9.10 KN/ml

Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des combinaisons de charges.

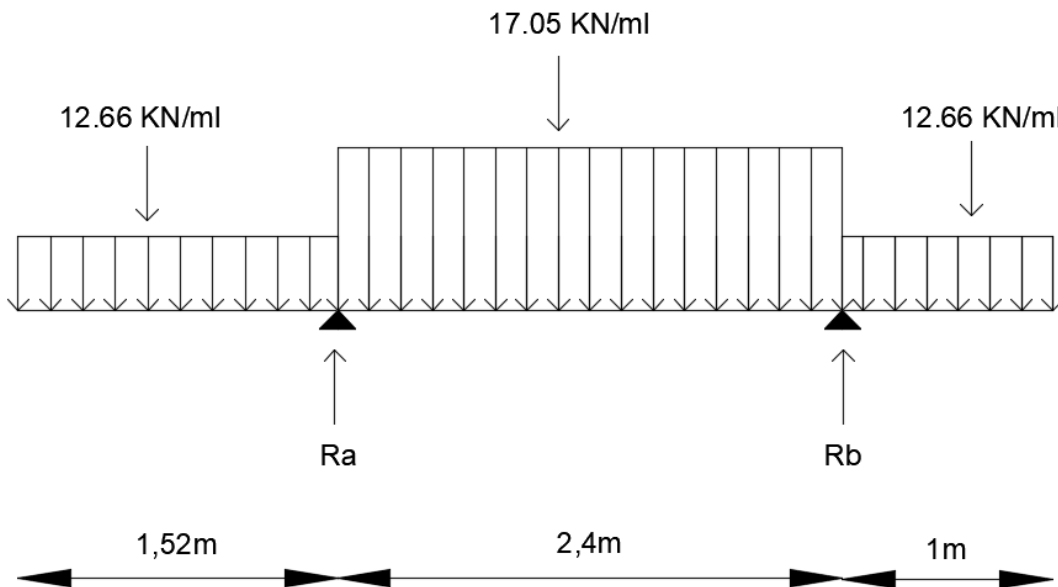


Figure III.1.3 : Schéma statique du calcul à l'ELU.

- **Calculs des réactions d'appuis :**

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_a + R_b - (12,66 \times 1,52) - (17,05 \times 2,4) - (12,66 \times 1) = 0$$

$$\rightarrow R_a + R_b = 19,243 + 40,92 + 12,66$$

$$\rightarrow R_a + R_b = 72,823 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_b \times 3.92 + (12.66 \times 1.52 \times 0.76) + (17.05 \times 2.4 \times 2.72) + (12.66 \times 1 \times 4.42) = 0$$

$$\rightarrow R_b = \frac{181.884}{3.92}$$

$$\rightarrow R_b = 46.398 \text{ KN}$$

Par déduction :

$$\rightarrow R_a = 26.425 \text{ KN}$$

- Calculs des moments et efforts tranchants :

-Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.52 \text{ m}$

$$T(x) = -12.66 \times x + R_a$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 26.425 \text{ KN}$$

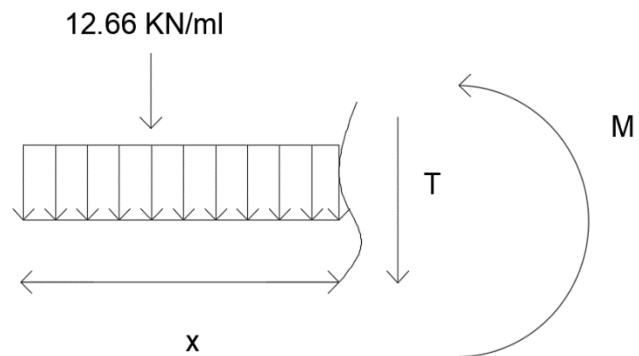
$$T(x) = -12.66 \times x + R_b$$

$$x = 1.52 \text{ m} \rightarrow T(x) = 7.181 \text{ KN}$$

$$M(x) = -\left(12.66 \times \frac{x^2}{2}\right) + 26.425 \times x$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1.52 \text{ m} \rightarrow M(x) = 25.541 \text{ KN.m}$$

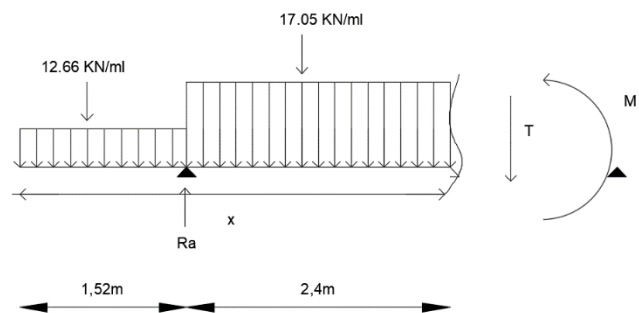


-Tronçon 2 : $1.52 \text{ m} \leq x \leq 3.92 \text{ m}$

$$T(x) = -(12.66 \times 1.52) + R_a - (17.05 \times (x - 1.52))$$

$$x = 1.52 \text{ m} \rightarrow T(x) = 7.181 \text{ KN}$$

$$x = 3.92 \text{ m} \rightarrow T(x) = -33.738 \text{ KN}$$



$$M(x) = -\left(12.66 \times 1.52 \times \left(x - \frac{1.52}{2}\right)\right) + R_a \times x - \left(17.05 \times \frac{(x - 1.52)^2}{2}\right)$$

$$x = 1.52 \text{ m} \rightarrow M(x) = 25.541 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.92 \text{ m} \rightarrow M(x) = -6.33 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

-Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$

$$T(x) = -12.66 \times x + R_b$$

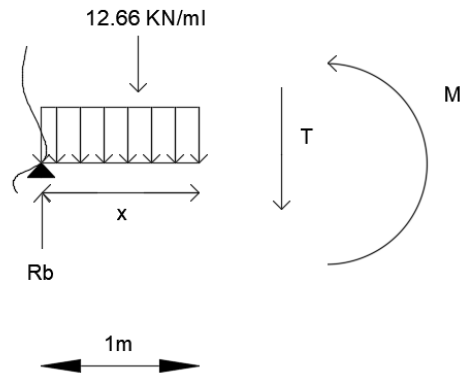
$$x = 0 \rightarrow T(x) = 46.398 \text{ KN}$$

$$x = 1 \text{ m} \rightarrow T(x) = 33.738 \text{ KN}$$

$$M(x) = -\left(12.66 \times \frac{x^2}{2}\right)$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1 \text{ m} \rightarrow M(x) = -6.33 \text{ KN.m}$$



- Calcul du moment maximal M_{max} :

$$T(x) = 0 \rightarrow M(x) = Max \rightarrow T(x) = -(12.66 \times 1.52) + R_a - (17.05 \times (x - 1.52))$$

$$\rightarrow T(x) = 33.097 - 17.05x = 0$$

La distance correspondante au moment nulle est : $x = 1.94 \text{ m}$

$$M_{max}(1.94) = 27.053 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée tel que :

Au appuis :

$$M_{max}^A = -0.3 \times M_{max} = -0.3 \times 27.053 = -8.11 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{max}^t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 27.053 = 22.99 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Diagrammes des efforts internes à l'ELU :

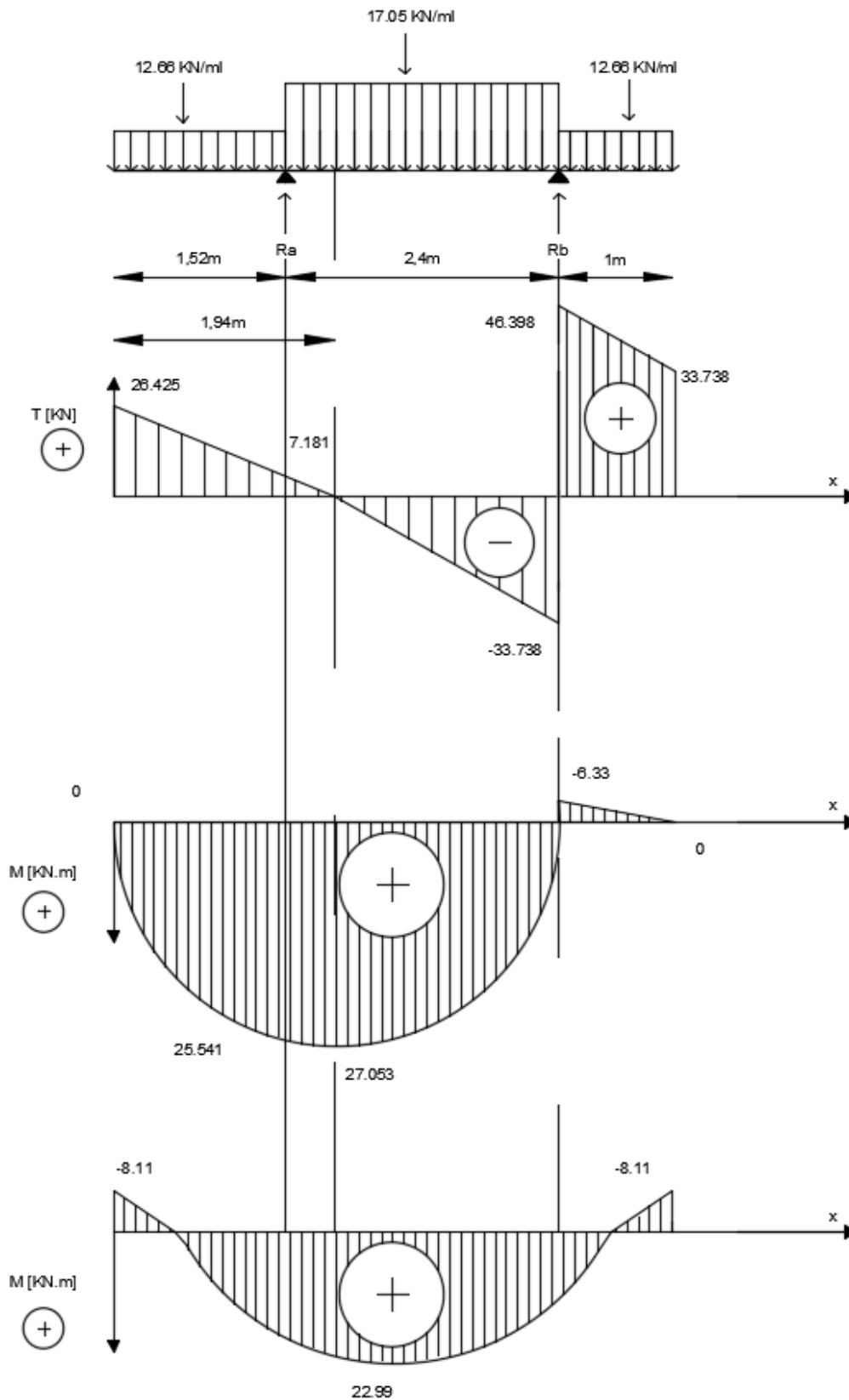
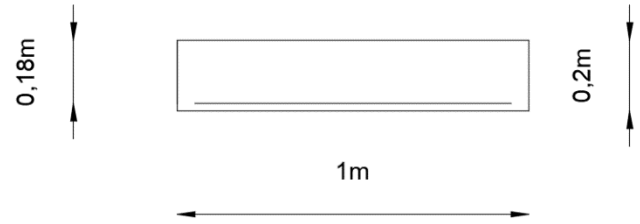


Figure III.1.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1.4. Calcul des armatures a l'ELU :

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.



Avec :

$$d = 18 \text{ cm} ; H = 20 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

- Au appuis : $M_{max}^A = -8.11 \text{ KN.m}$

➤ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.11 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.017 < \mu_{id} = 0.392$$

Donc la section est simplement armée **S.S.A**

Depuis les abaques : $\mu = 0.017 \rightarrow \beta = 0.991$

$$A_a = \frac{M_{max}^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.11 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 1.30 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

- En travée : $M_{max}^t = 22.99 \text{ KN.m}$

➤ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.99 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14.2} = 0.04 < \mu_{id} = 0.392$$

Donc la section est simplement armée **S.S.A**

Depuis les abaques : $\mu = 0.04 \rightarrow \beta = 0.980$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.99 \times 10^3}{0.980 \times 18 \times 348} = 3.74 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

➤ Armatures de répartitions :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

On opte pour **4HA10 = 3.14cm²** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

- **Vérifications a l'ELU :**

- **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91/ 99) :**

On doit vérifier la conditions $A_{adopté} \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier (400 MPa)

f_{t28} : la résistance caractéristique du béton a la traction a 28 jours

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- **Au appuis :**

$$A_{adopté} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

- **En travée :**

$$A_{adopté} = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

- **Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91/ 99) :**

Armatures principales aux appuis :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition aux appuis :

$$S_t = 20 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures principales en travée :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Armatures de répartition en travée :

$$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99) :**

Pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} < \bar{\tau}_u$$

On a $T_{max}=46.398 \text{ KN}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- **Contrainte de cisaillement admissible :**

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{46.398 \times 10^3}{1000 \times 180} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.257 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

→ $\tau_u < \overline{\tau}_u$ Conditions vérifiées.

- **Vérification d'adhérence des barres (Art A 6.1.3 BAEL 91 / 99) :**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$ Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$ → coefficient de scellement (HA)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46.398 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 125.6} = 2.28 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$ → conditions vérifiées

- **Influence de l'effort tranchant :**

- **Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99) :**

$$A_{smin} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 46.398 \times 10}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.33 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifiée

- **Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :**

$$\frac{2T_{max}}{0.9 \times b_0 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow T_{max} \leq 0.36 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\rightarrow T_{max} \leq 0.36 \times \frac{25 \times 1000 \times 180}{1.5}$$

$$\rightarrow T_{max} = 46.398 \text{ KN} \leq 10.8 \times 10^5 \text{ N} = 1080 \text{ KN}$$

$$\rightarrow T_{max} = 46.398 \text{ KN} \leq 1080 \text{ KN}$$

→ Condition vérifiée.

➤ **Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.280 \text{ mm} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale **0**, pour les aciers (**HA**) :

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42.32 = 16.92 \text{ cm (Art A.6.1.253 BAEL 91/99)}$$

III.1.5. Calcul des sollicitations a l'ELS :

Comme calculer précédemment :

$$\text{Volée : } q_{sv} = G + Q = 9.85 + 2,5 = 12.35 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{sp} = G + Q = 6.60 + 2,5 = 9.10 \text{ KN/ml}$$

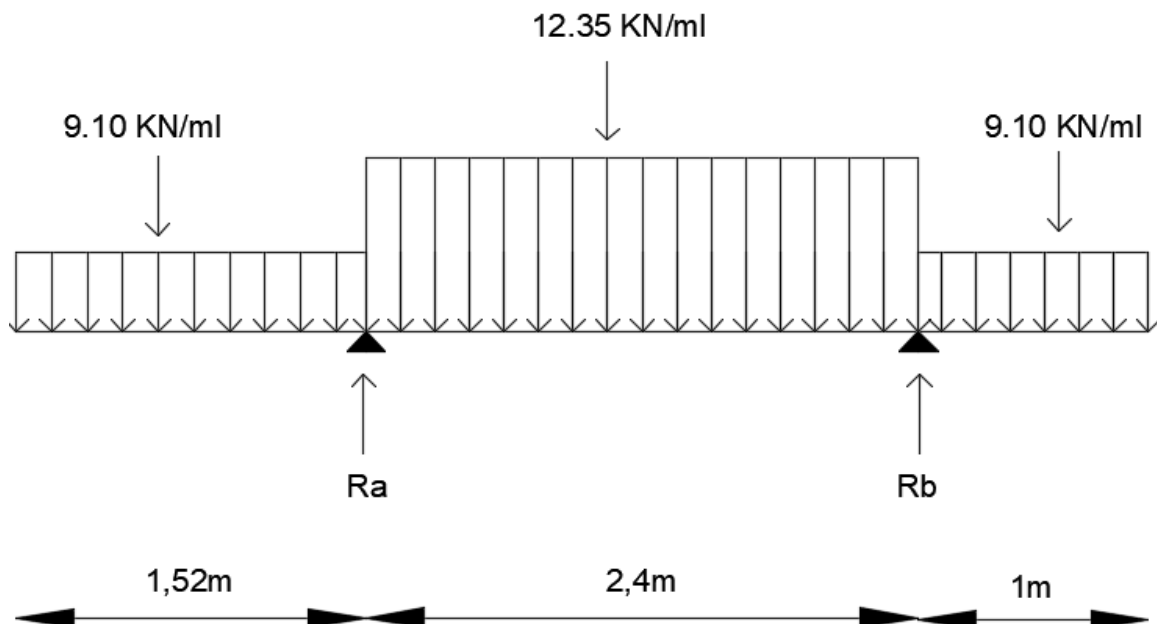


Figure III.1.5 : Schéma statique du calcul a l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Calculs des réactions d'appuis :

$$\sum F_v = 0 \rightarrow R_a + R_b - (9.10 \times 1.52) - (12.35 \times 2.4) - (9.10 \times 1) = 0$$

$$\rightarrow R_a + R_b = 13.832 + 29.64 + 9.10$$

$$\rightarrow R_a + R_b = 52.572 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow -R_b \times 4.92 + (9.10 \times 1.52 \times 0.76) + (12.35 \times 2.4 \times 2.72) + (9.10 \times 1 \times 4.42) = 0$$

$$\rightarrow R_b = \frac{131.355}{3.92}$$

$$\rightarrow R_b = 33.508 \text{ KN}$$

Par déduction :

$$\rightarrow R_a = 19.064 \text{ KN}$$

- Calculs des moments et efforts tranchants :

-Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1.52 \text{ m}$

$$T(x) = -9.10 \times x + R_a$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 19.064 \text{ KN}$$

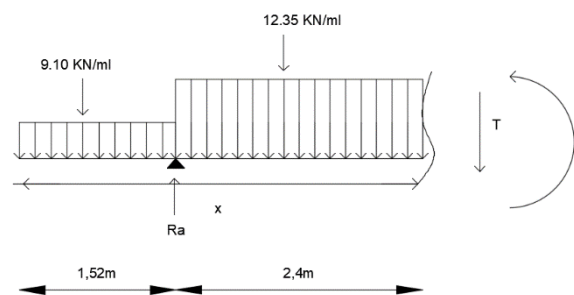
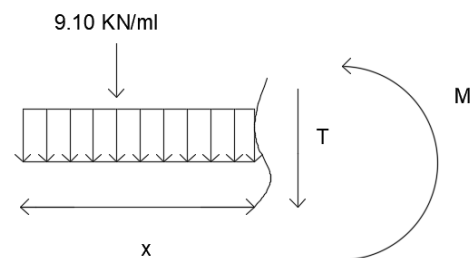
$$T(x) = -9.10 \times x + 19.064$$

$$x = 1.52 \text{ m} \rightarrow T(x) = 5.232 \text{ KN}$$

$$M(x) = 19.064 \times x - \left(9.10 \times \frac{x^2}{2}\right)$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1.52 \text{ m} \rightarrow M(x) = 18.464 \text{ KN.m}$$



-Tronçon 2 : $1.52 \text{ m} \leq x \leq 3.92 \text{ m}$

$$T(x) = -(9.10 \times 1.52) + R_a - (12.35 \times (x - 1.52))$$

$$x = 1.52 \text{ m} \rightarrow T(x) = 5.232 \text{ KN}$$

$$x = 3.92 \text{ m} \rightarrow T(x) = -24.408 \text{ KN}$$

$$M(x) = -\left(9.10 \times 1.52 \times \left(x - \frac{1.52}{2}\right)\right) + R_a \times x - \left(12.35 \times \frac{(x - 1.52)^2}{2}\right)$$

$$x = 1.52 \text{ m} \rightarrow M(x) = 18.464 \text{ KN.m}$$

$$x = 3.92 \text{ m} \rightarrow M(x) = -4.55 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

-Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$

$$T(x) = -9.10 \times x + R_b$$

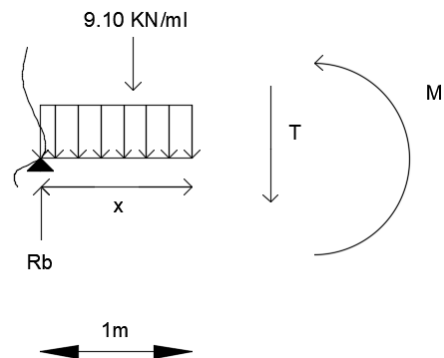
$$x = 0 \rightarrow T(x) = 33.508 \text{ KN}$$

$$x = 1 \text{ m} \rightarrow T(x) = 24.408 \text{ KN}$$

$$M(x) = -\left(9.10 \times \frac{x^2}{2}\right)$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1 \text{ m} \rightarrow M(x) = -4.55 \text{ KN.m}$$



- Calcul du moment maximal M_{max} :

$$T(x) = 0 \rightarrow M(x) = Max \rightarrow T(x) = -(9.10 \times 1.52) + R_a - (12.35 \times (x - 1.52))$$

$$\rightarrow T(x) = 24.004 - 12.35x = 0$$

La distance correspondante au moment nulle est : $x=1.94\text{m}$

$$M_{max}(1.94\text{m}) = 19.573 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée tel que :

Au appuis :

$$M_{max}^A = -0.3 \times M_{max} = -0.3 \times 19.573 = -5.87 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{max}^t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 19.573 = 16.64 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Diagrammes des efforts internes à l'ELS :

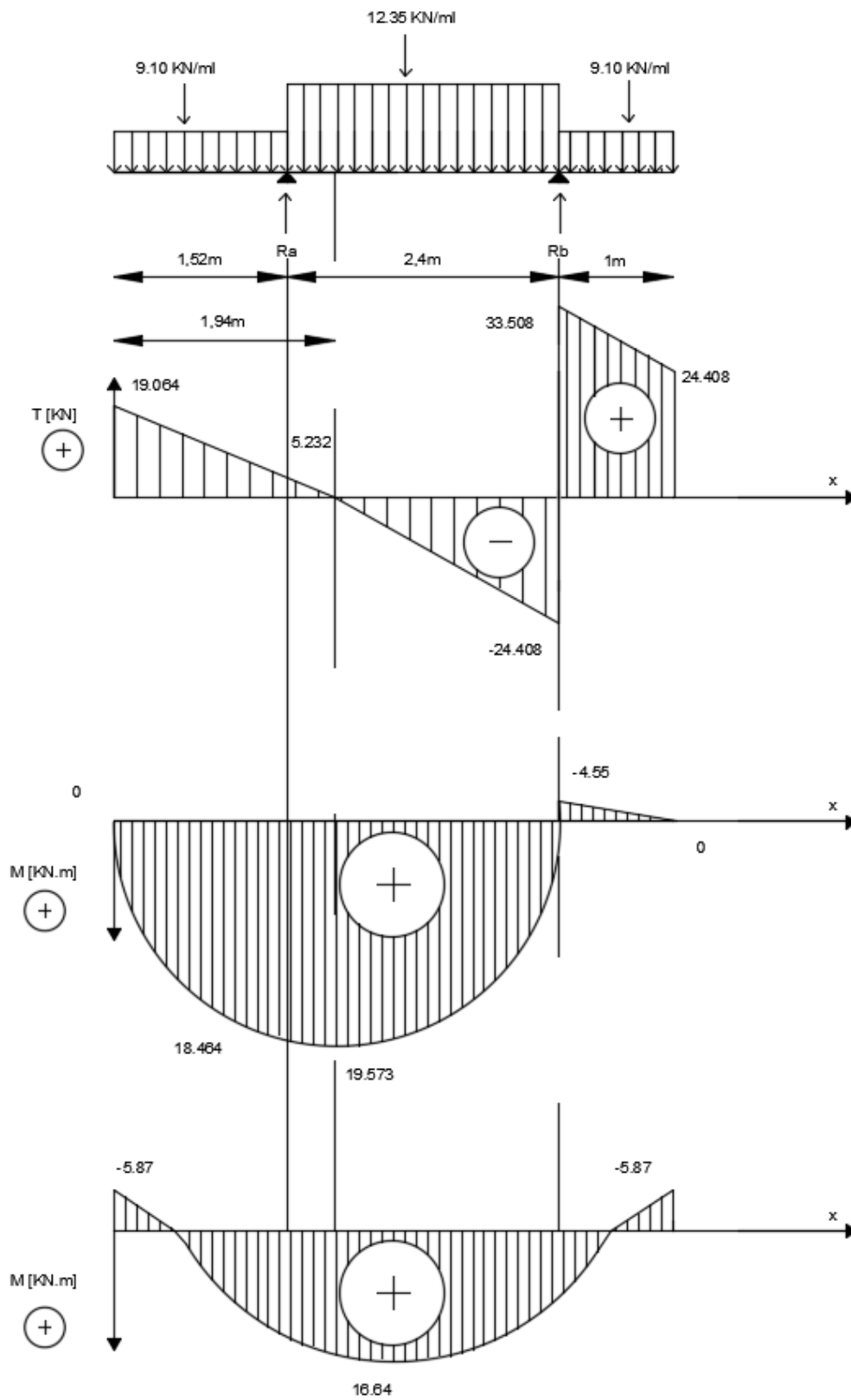


Figure III.1.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- **Vérification à l'ELS :**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispose de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91/99) :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

- **Au appuis :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

Donc :

$$\rho=0.251; K_1=47.69; \beta=0.920$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{8.11 \times 10^6}{452 \times 0.920 \times 180} = 108.348 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{47.69} = 0.020$$

$$\sigma_{bc} = 0.020 \times 108.348 = 2.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow 2.16 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

→ **condition vérifié.**

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 18} = 0.251$$

Donc :

$$\rho=0.251; K_1=47.69; \beta=0.920$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_t}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{22.99 \times 10^6}{452 \times 0.920 \times 180} = 307.142 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{47.69} = 0.020$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\sigma_{bc} = 0.020 \times 307.142 = 6.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow 6.14 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

→ condition vérifié.

➤ Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91/99) :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après (B.6.5, 1 BAEL91/révisé 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{492} = 0.0406 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

→ condition non vérifiée

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, alors on passe directement au calcul de la flèche. On doit vérifier que :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s \times l^4}{E \times I} \leq \frac{l}{500}$$

$$q_s = \max(9.10 \text{ KN/ml} ; 12.35 \text{ KN/ml}) = 12.35 \text{ KN/ml}$$

$$E = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée :

$$I = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

Avec :

S_{xx} : Moment statique.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 18 = 21220.4 \text{ cm}^3$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t = 100 \times 20 + (15 \times 4.52) = 2067.8 \text{ cm}^2$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{21220.4}{2067.8} = 10.26 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.26 = 9.73 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15 \times A_t(V_2 - C)^2 = \frac{100}{3}(10.26^3 + 9.73^3) + 15 \times 4.52(9.73 - 2)^2$$

$$I = 70758.342 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{12.35 \times 492^4}{10818.86 \times 10^3 \times 70758.342} = 0.012 \text{ cm}$$

$$\frac{l}{500} = \frac{492}{500} = 0.984 \text{ cm}$$

$$f = 0.012 \text{ cm} \leq \frac{l}{500} = 0.984 \text{ cm}$$

→ condition vérifié.

III.1.5. Conclusion :

Notre ferrailage sera :

- **Aux appuis :**

Armatures principale : 4HA12 espacement = 25 cm

Armatures de répartition : 4HA10 espacement = 25 cm

- **En travée :**

Armatures principale : 4HA12 espacement = 25 cm

Armatures de répartition : 4HA10 espacement = 25 cm

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

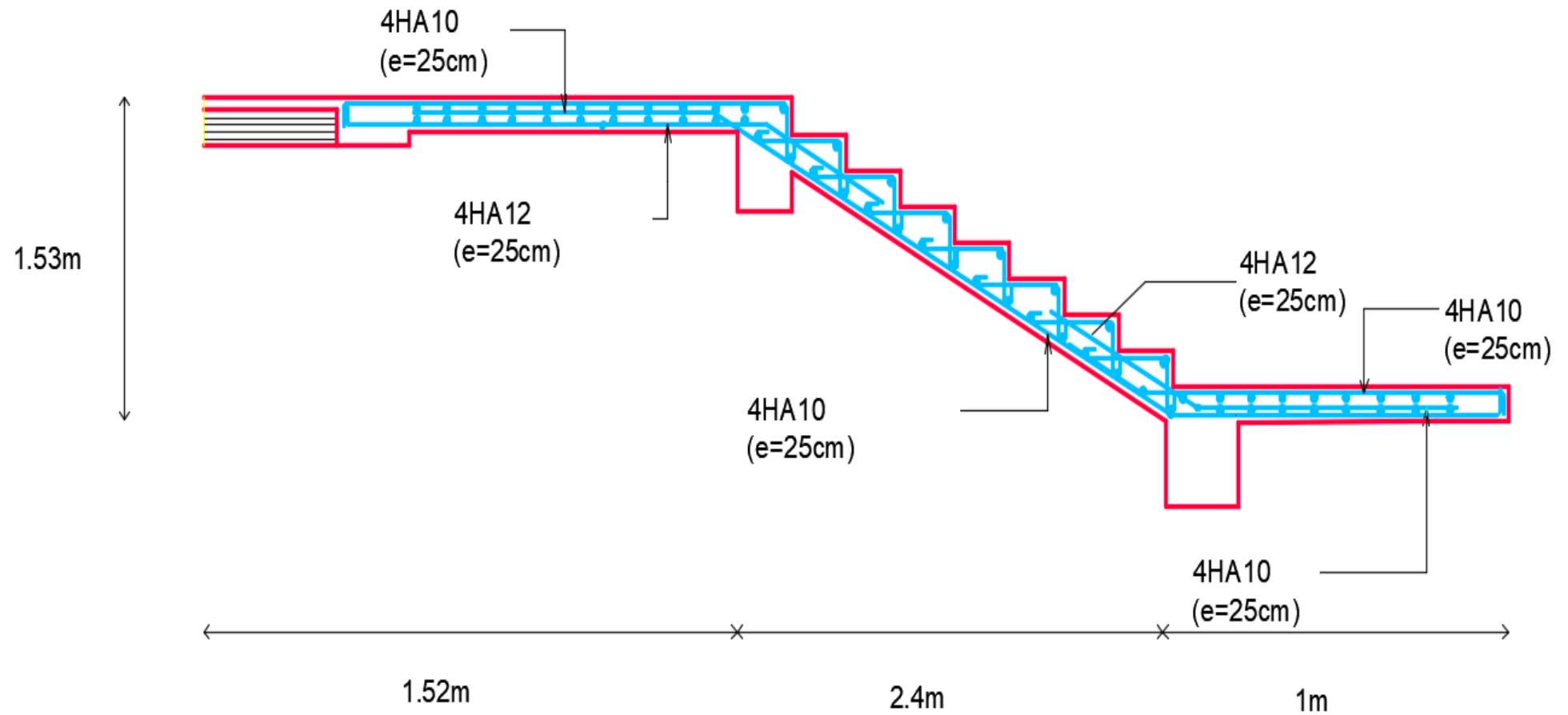


Figure III.1.7 : Ferrailage des escaliers.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.2. Les planchers :

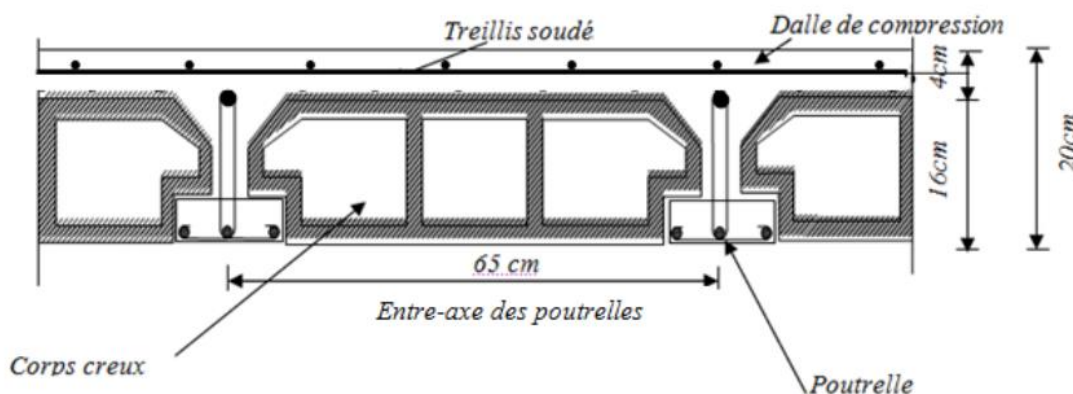
La structure étudiée dispose de deux types de planchers :

- Plancher en corps creux
- Plancher en dalle pleine

III.2.1. Plancher en corps creux :

Notre structure comporte un plancher en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant thermique et phonique de hauteur $(16+4)$ 20 cm, dont les poutrelles sont en section T distancées de 65 cm entre-elles, elles sont préfabriquées et disposées dans le sens longitudinal (YY) sur lesquelles repose le corps creux (hourdis) et une dalle de compression en béton.

Figure III.2.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.



III.2.1.1 Etude et calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est une dalle en béton de 4 cm, coulée sur place et sur l'ensemble du plancher.

Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance **TL E520**.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **BAEL91 modifiée 99(Art B.6.8, 423)** :

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Ces deux conditions ont pour objectif :

- Limiter les risques de fissuration par retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Armatures perpendiculaires au poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec :

l : la distance entre deux axes de poutrelles (65cm)

f_e : limité d'élasticité (520 MPa)

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera : $A_{\perp} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\text{T5}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- Armatures parallèles au poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adoptera : $A_{\perp} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\text{T5}$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- Conclusion :

Nous adoptons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLE 520) de dimension (5×200×5× 200) mm².

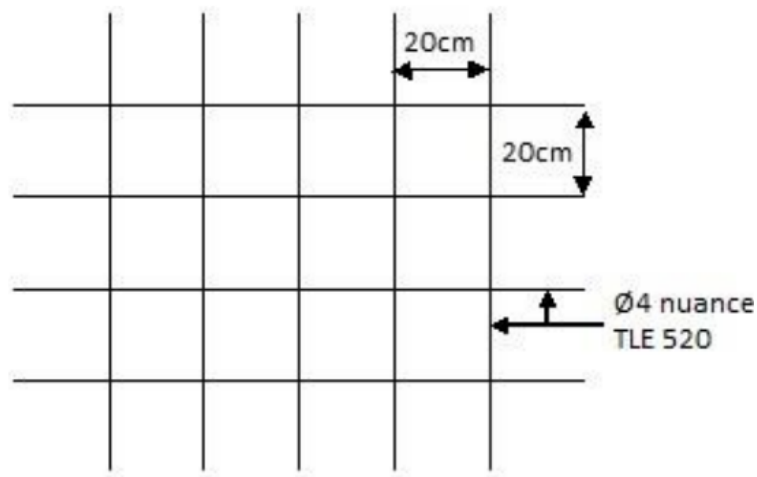


Figure III.2.2 : Schéma du treillis soudé.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.2.1.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles, et leur disposition se fera suivant deux critères :

➤ **Critère de la petite portée :**

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

➤ **Critère de la continuité :**

Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis.

• **Dimensionnement des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T

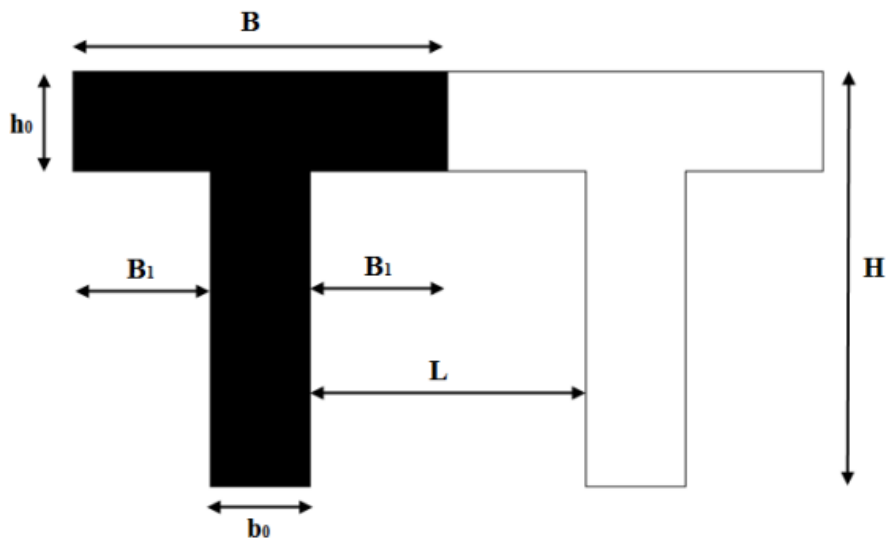


Figure III.2.3 : Coupe et dimension d'une poutrelle (section en T).

Avec :

B= 65cm (distance entre axes de deux poutrelles)

H = (16+4) (hauteur du plancher en corps creux)

b₀= 12cm : (largeur de la poutrelle)

L : (longueur libre entre nus d'appuis)

h₀ = 4 cm (épaisseur de la dalle de compression)

b₁ : est le débord.

$$b_1 = \frac{B - b_0}{2} = \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Calcul des poutrelles :
 - Avant coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

- Charges et surcharges :

Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

Poids propre de corps creux : $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$

La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

- Calcul a l'ELU :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée). ($L=3.70 \text{ m}$)

$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(0,74) + 1,5 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$

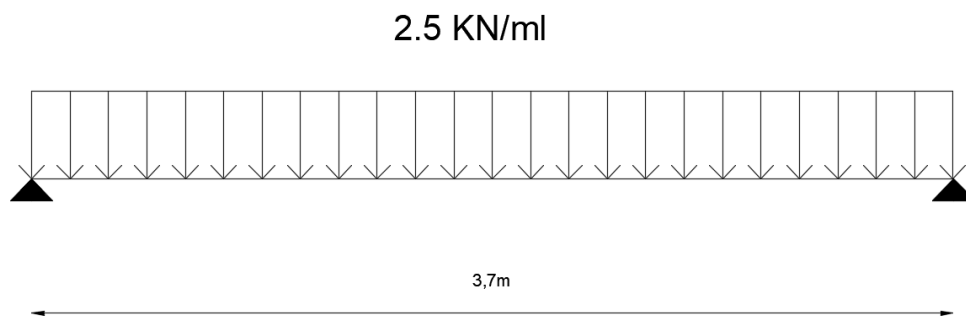


Figure III.2.3 : Schéma statique de la poutrelle.

Moment fléchissant :

$$M_u = Q_u \times \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{3,7^2}{8} = 4,278 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

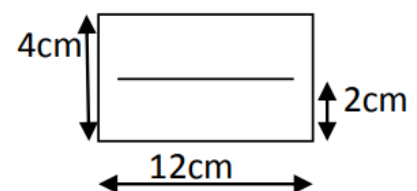
$$V_u = Q_u \times \frac{l}{2} = 2,5 \times \frac{3,7}{2} = 4,625 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

Avec :

$b=12 \text{ cm}$, $c=2 \text{ cm}$, $h=4 \text{ cm}$ et $d=h-c=2 \text{ cm}$



Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.278 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 6.27 > \mu_{id} = 0.392$$

→ **Section doublement armée (SDA)**

Comme la section de la poutrelle est très réduite (12×4) cm².

Il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

➤ **Après coulage de la dalle de compression :**

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastrée partiellement au appuis de rives. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, de la dalle et des charges et surcharges éventuelles revenantes au plancher.

- **Détermination des charges supportés par la poutrelle :**

Plancher étage courant :

Poids propre du plancher : $5.1 \times 0.65 = 3.315$ KN/ml

Surcharge d'exploitation : $1.5 \times 0.65 = 0.975$ KN/ml

$Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.315) + (1.5 \times 0.975) = 5.337$ KN/ml

$Q_s = G + Q = 3.315 + 0.975 = 4.29$ KN/ml

Plancher étage terrasse (inaccessible) :

Poids propre du plancher : $6.04 \times 0.65 = 3.926$ KN/ml

Surcharge d'exploitation : $1 \times 0.65 = 0.65$ KN/ml

$Q_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 3.926) + (1.5 \times 0.65) = 6.275$ KN/ml

$Q_s = G + Q = 3.926 + 0.65 = 4.576$ KN/ml

Il n'y a pas de différence énorme entre le chargement appliqué aux poutrelles du plancher terrasse et celui appliqué aux poutrelles des planchers courants. Donc, pour simplifier les calculs, l'étude se fera suivant le cas le plus défavorable (Poutrelles du plancher terrasse) et qu'on généralisera aux autres étages.

- **Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- a. Méthode forfaitaire.
- b. Méthode de Caquot.
- c. Méthode des trois moments.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Méthode forfaitaire :

On doit vérifier la possibilité d'application de cette méthode au plancher considéré, la méthode forfaitaire s'applique pour un plancher dit à surcharge d'exploitation modérée :

1) $Q \leq \min(2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

$0.975 \text{ KN/ml} \leq \min((2 \times 3.926); 5 \text{ KN/m}^2)$

$0.975 \text{ KN/ml} \leq \min(7.852; 5 \text{ KN/m}^2) \rightarrow$ **Condition vérifiée**

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow **Condition vérifiée**

3) La fissuration est considérée comme non préjudiciable

4) Le rapport des portées successives doit être compris entre :

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

Travée	Longueur L_i (m)	L_i/L_{i+1}	Conclusion
1	2.8	0.75	Condition non vérifié
2	3.7		
2	3.7	1.15	Condition vérifiée
3	3.2		
3	3.2	1.28	Condition non vérifié
4	2.5		
4	2.5	0.72	Condition non vérifié
5	3.45		
5	3.45	1.38	Condition non vérifié
6	2.49		
6	2.49	0.77	Condition non vérifié
7	3.2		
7	3.2	0.86	Condition vérifiée
8	3.7		
8	3.7	1.32	Condition non vérifié
9	2.8		

Tableau III.4 : Rapport de portées successives.

Conclusion :

La 4eme conditions n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas utilisable.

Alors le calcul se fera par la méthode des trois moments.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives l_i et l_{i+1} .

Chaque travée est étudiée indépendamment.

Aux appuis :

$$M_{i-1} \times L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1} \times L_{i+1} = -\left[\frac{q_i \times L_i^3}{4} + \frac{q_{i+1} \times L_{i+1}^3}{4}\right]$$

En travée :

$$M_{(x)} = \mu_{(x)} + M_i \left(1 - \frac{x}{L_i}\right) + M_{i+1} \times \frac{x}{L_i}$$

Avec : $\mu_{(x)} = \frac{qL}{2} \times \frac{qx^2}{2} = q \times \frac{x}{2} (L - x)$

Et la position du moment max :

$$\frac{dm(x)}{dx} = 0 \rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_u \times L_i}$$

Les efforts tranchants :

Ils sont donnés par :

Au niveau d'un appui i :

$$T_i = \frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Au niveau d'un appui $i+1$:

$$T_{i+1} = -\frac{q_u \times l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{L}$$

Type 1 : (poutre a 10 appuis et 9 travée)

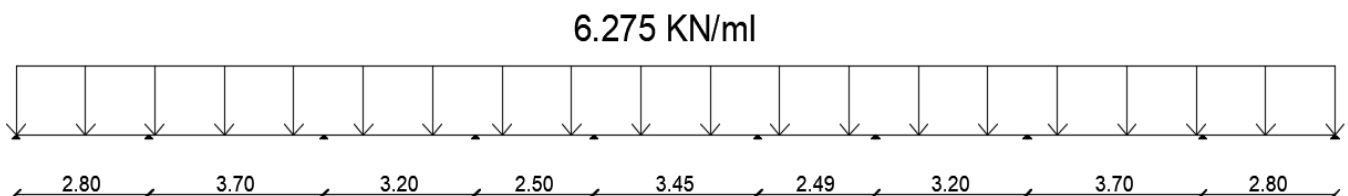


Figure III.2.4 : Schéma statique de la poutrelle avec combinaison à l'ELU.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Calculs des moments a l'appui :

Appui 1 : $5.6M_1+2.8M_2=-34.437$

Appui 2 : $2.8M_1+13M_2+3.7M_3=-113.899$

Appui 3 : $3.7M_2+13.8M_3+3.2M_4=-130.866$

Appui 4 : $3.2M_3+11.4M_4+2.5M_5=-75.916$

Appui 5 : $2.5M_4+11.9M_5+3.45M_6=-88.930$

Appui 6 : $3.45M_5+11.88M_6+2.49M_7=-88.637$

Appui 7 : $2.49M_6+11.38M_7+3.2M_8=-75.623$

Appui 8 : $3.2M_7+13.8M_8+3.7M_9=-130.866$

Appui 9 : $3.7M_8+13M_9+2.8M_{10}=-113.899$

Appui 10 : $2.8M_9+5.6M_{10}=-34.437$

Qu'on peut écrire sous forme matriciel :

$$\begin{pmatrix} 5.6 & 2.8 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2.8 & 13 & 3.7 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3.7 & 13.8 & 3.2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3.2 & 11.4 & 2.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2.5 & 11.9 & 3.45 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3.45 & 11.88 & 2.49 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.49 & 11.38 & 3.2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.2 & 13.8 & 3.7 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3.7 & 13 & 2.8 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.8 & 5.6 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} M_1 \\ M_2 \\ M_3 \\ M_4 \\ M_5 \\ M_6 \\ M_7 \\ M_8 \\ M_9 \\ M_{10} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -34.437 \\ -113.899 \\ -130.866 \\ -75.916 \\ -88.930 \\ -88.637 \\ -75.623 \\ -130.866 \\ -113.899 \\ -34.437 \end{pmatrix}$$

On utilisera le logiciel **Python** pour résoudre ce système et les résultats finaux sont dans le tableau récapitulatif ci-dessous :

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i=q_{i+1}$ (KN/ml)	Moment à l'appuis	M_i (KN.m)
1	0	2.8	6.275	$5.6M_1+2.8M_2=-34.437$	-3.103
2	2.8	3.7	6.275	$2.8M_1+13M_2+3.7M_3=-113.899$	-6.092
3	3.7	3.2	6.275	$3.7M_2+13.8M_3+3.2M_4=-130.866$	-7.028
4	3.2	2.5	6.275	$3.2M_3+11.4M_4+2.5M_5=-75.916$	-3.541
5	2.5	3.45	6.275	$2.5M_4+11.9M_5+3.45M_6=-88.930$	-5.219
6	3.45	2.49	6.275	$3.45M_5+11.88M_6+2.49M_7=-88.637$	-5.205
7	2.49	3.2	6.275	$2.49M_6+11.38M_7+3.2M_8=-75.623$	-3.529
8	3.2	3.7	6.275	$3.2M_7+13.8M_8+3.7M_9=-130.866$	-7.031
9	3.7	2.8	6.275	$3.7M_8+13M_9+2.8M_{10}=-113.899$	-6.092
10	2.8	2.8	6.275	$2.8M_9+5.6M_{10}=-34.437$	-3.103

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des moments au appuis.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Calcul des moments en travée :

Travée	L_i (m)	$L_i/2$ (m)	M_i (m)	M_{i+1} (m)	X (m)	$\mu(x)$	M_{Max} (KN.m)
1-2	2.8	1.4	-3.103	-6.092	1.229	6.058	1.643
2-3	3.7	1.85	-6.092	-7.028	1.800	10.730	4.182
3-4	3.2	1.6	-7.028	-3.541	1.773	7.935	2.839
4-5	2.5	1.25	-3.541	-5.219	1.140	4.864	0.557
5-6	3.45	1.725	-5.219	-5.205	1.275	8.700	3.486
6-7	2.49	1.245	-5.205	-3.529	1.352	4.827	0.532
7-8	3.2	1.6	-3.529	-7.031	1.425	7.935	2.839
8-9	3.7	1.85	-7.031	-6.092	1.890	10.730	4.182
9-10	2.8	1.4	-6.092	-3.103	1.570	6.058	1.643

Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des moments en travée.

Vu que la méthode des trois moments est destinée à un matériau homogène et la faible résistance du béton en traction et que cette méthode a tendance à surestimer les moments sur appuis on va :

- a) Augmenter de 1/3 les moments en travée
- b) Diminuer de 1/3 les moments au appuis.

Appuis	Moment fléchissant (KN.m)	Travée	Moment fléchissant (KN.m)
1	-2.068	1-2	2.190
2	-4.061	2-3	5.576
3	-4.685	3-4	3.785
4	-2.360	4-5	0.743
5	-3.479	5-6	4.648
6	-3.470	6-7	0.709
7	-2.352	7-8	3.785
8	-4.685	8-9	5.576
9	-4.061	9-10	2.190
10	-2.068		

Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des moments en travée et sur appuis après correction.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Calcul des efforts tranchant :

Travée	Li (m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
1-2	2.8	-2.068	-4.061	8.073	-9.496
2-3	3.7	-4.061	-4.685	11.440	-11.777
3-4	3.2	-4.685	-2.36	10.766	-9.313
4-5	2.5	-2.36	-3.479	7.396	-8.291
5-6	3.45	-3.479	-3.47	10.826	-10.821
6-7	2.49	-3.47	-2.352	8.261	-7.363
7-8	3.2	-2.352	-4.685	9.310	-10.769
8-9	3.7	-4.685	-4.061	11.777	-11.440
9-10	2.8	-4.061	-2.068	9.496	-8.072

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des efforts tranchant.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

6.275 KN/ml

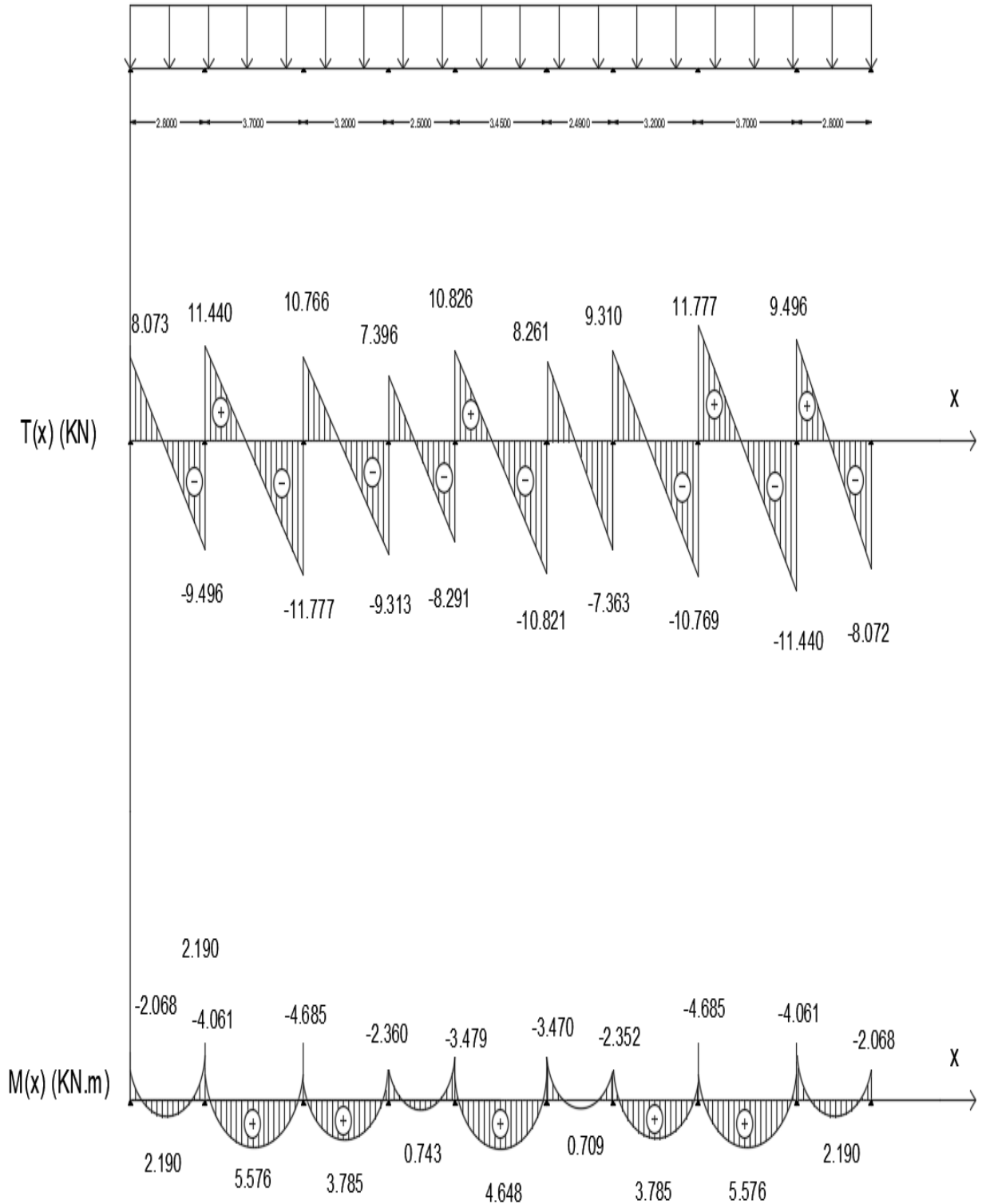


Figure III.2.5 : Diagrammes des moments et efforts tranchant a l'ELU.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Type 2 : (poutre a 3 appuis et 2 travée)

6.275 KN/ml

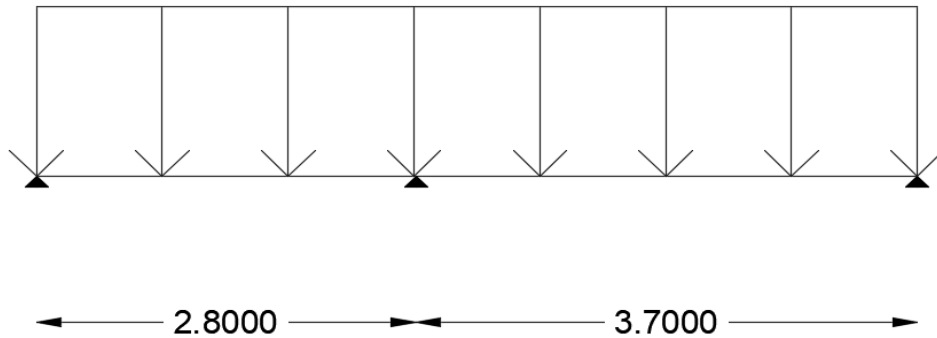


Figure III.2.6 : Schéma statique de la poutrelle avec combinaison a l'ELU.

Calculs des moments a l'appui :

$$\text{Appui 1 : } 5.6M_1 + 2.8M_2 = -34.437$$

$$\text{Appui 2 : } 2.8M_1 + 13M_2 + 3.7M_3 = -113.899$$

$$\text{Appui 3 : } 3.7M_2 + 7.4M_3 = -79.461$$

Appuis	L_i (m)	L_{i+1} (m)	$q_i = q_{i+1}$ (KN/ml)	Moment à l'appuis	M_i (KN.m)
1	0	2.8	6.275	$5.6M_1 + 2.8M_2 = -34.437$	-3.229
2	2.8	3.7	6.275	$2.8M_1 + 13M_2 + 3.7M_3 = -113.899$	-5.841
3	3.7	3.2	6.275	$3.7M_2 + 7.4M_3 = -79.461$	-7.817

Tableau III.9 : Tableau récapitulatif des moments au appuis.

Travée	L_i (m)	$L_i/2$ (m)	M_i (m)	M_{i+1} (m)	X (m)	$\mu_{(x)}$	M_{Max} (KN.m)
1-2	2.8	1.4	-3.229	-5.841	1.229	6.058	1.682
2-3	3.7	1.85	-5.841	-7.817	1.800	10.730	3.927

Tableau III.10 : Tableau récapitulatif des moments en travée.

On corrige nos moments :

Appuis	Moment fléchissant (KN.m)	Travée	Moment fléchissant (KN.m)
1	-2.152	1-2	2.243
2	-3.894	2-3	5.236
3	-5.211		

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif des moments corrigés.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Calcul des efforts tranchants :

Travée	Li (m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
1-2	2.8	-2.152	-3.894	8.162	-9.407
2-3	3.7	-3.894	-5.211	11.252	-11.964

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des efforts tranchants.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

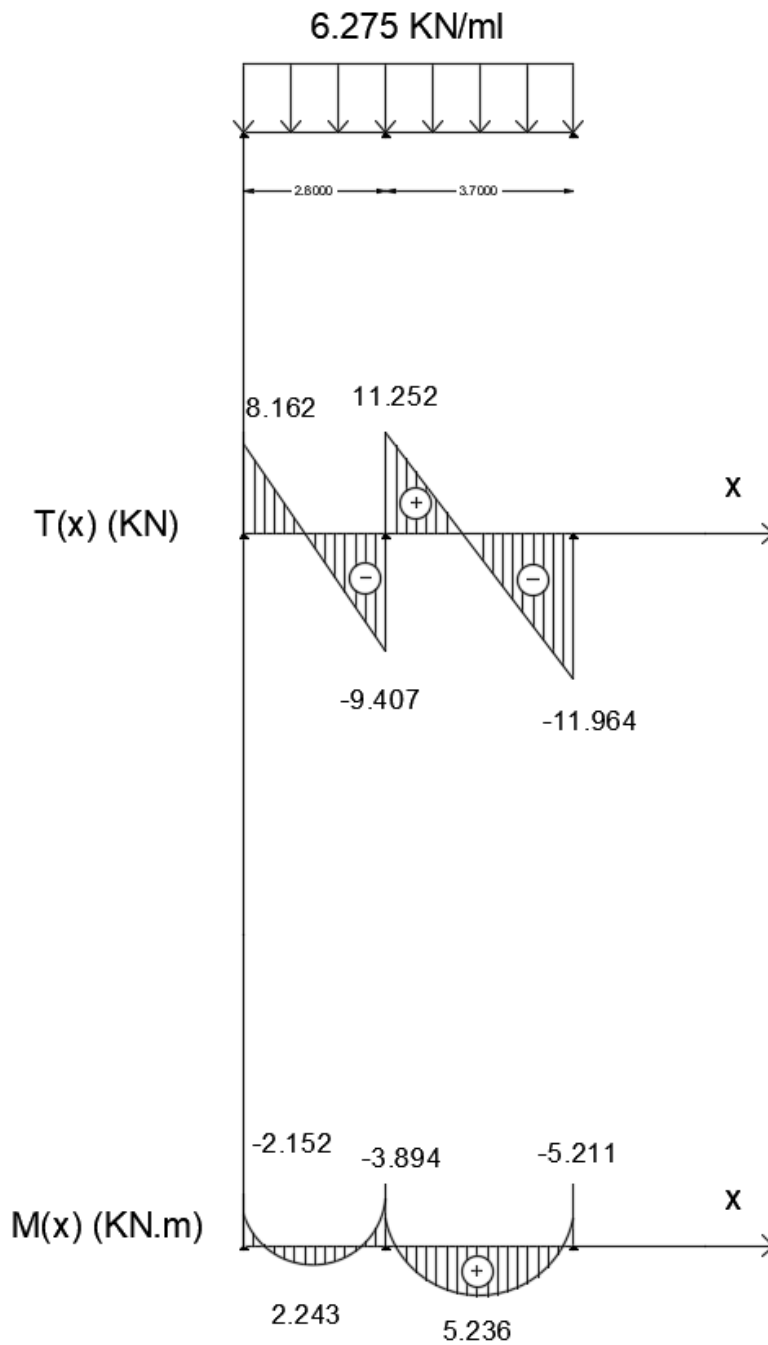


Figure III.2.7 : Diagrammes des moments et efforts tranchant a l'ELU.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Conclusion :

Les moments max seront :

$$M_{max}^A = 5.211 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 5.576 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant max :

$$V_{max} = 11.964 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures a l'ELU :**

On calculera avec les moments max en travée et sur appuis et on appliquera un ferrailage unie a toutes les travées et appuis.

➤ **Armatures longitudinales :**

Les poutrelles seront calculées comme des section en « T », avec les caractéristiques géométriques suivantes :

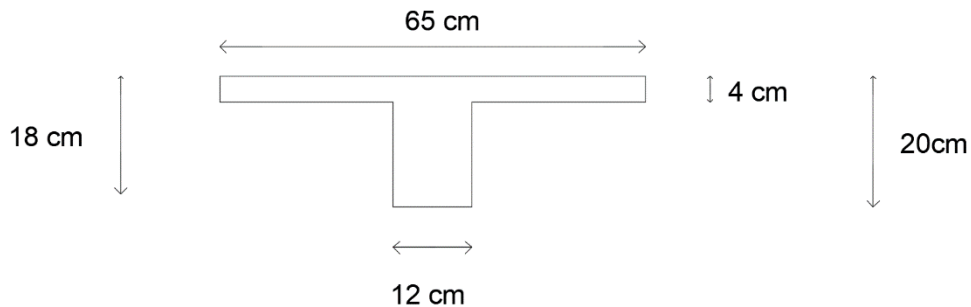


Figure III.2.8 : Section de la poutre en T.

$b=65 \text{ cm}$; $h_0=4 \text{ cm}$; $h=20 \text{ cm}$; $c=2 \text{ cm}$; $d=h-c=20-2=18 \text{ cm}$; $b_0= 12 \text{ cm}$

a) En travée :

Nous avons : $M_{max}^t = 5.576 \text{ KN.m}$

La position de l'axe neutre :

$$M_t > M_0 \rightarrow \text{l'axe neutre sera dans la nervure}$$

$$M_t < M_0 \rightarrow \text{l'axe neutre sera dans la table de compression}$$

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \text{ (Moment équilibré par la table de compression)}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

L'axe neutre est dans la table de compression, donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (65×20 cm²)

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.576 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_{id} = 0.392$$

Donc la section est simplement armée **S.S.A**

Depuis les abaques : $\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$

$$A_t = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.576 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 0.89 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10 = 2.35 cm²**

b) Au appuis :

Nous avons : $M_{max}^a = 5.211 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_{max}^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5.211 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.018 < \mu_{id} = 0.392$$

Donc la section est simplement armée **S.S.A**

Depuis les abaques : $\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.991$

$$A_t = \frac{M_{max}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.211 \times 10^3}{0.991 \times 18 \times 348} = 0.83 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **1HA12 = 1.13 cm²**

➤ **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par le **BAEL 91 révisé 99, Art (A.7.2,2)** comme suit :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right)$$
$$\rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left(12; \frac{200}{35}; \frac{120}{10} \right) = \text{Min} (12; 5.71; 12) \rightarrow \phi_t = 5.71 \text{ mm}$$

On choisira un cadre de $\phi 6$ avec **A_t = 2HA6 = 0.56 cm²**

➤ **Espacement des armatures :**

Il est donné par le **BAEL 91 révisé 99, Art (A.5.1,22)** comme suit :

Il faut vérifier : $s_t \leq \text{Min}(0.9d; 40\text{cm})$ et $\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq 0.4 \text{ MPa}$

$\rightarrow s_t \leq \text{Min}(0.9 \times 18; 40\text{cm})$

$s_t \leq \text{Min}(16.2\text{cm}; 40\text{cm}) \rightarrow$ Soit un espacement **S_t=15 cm**

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{0.56 \times 400}{12 \times 15} = 1.24 \text{ MPa} \geq 0.4 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

- **Vérifications a l'ELU :**

- **Conditions de non fragilité du béton :**

Elle est donnée par l'article **(A.4.2,2) du BAEL 91 révisée 99 :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_{st}^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow$ *condition vérifiée*

Au appuis : $A_{st}^{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2.35 \text{ cm}^2 \rightarrow$ *condition vérifiée*

- **Vérification au cisaillement :**

Elle est donnée par les deux articles **(A.5.1,1) et (A.5.1,21) du BAEL 91 révisée 99 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ MPa} = \min \left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Nous avons également $V_u = V_{max} = 11.964 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{11.964 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \tau_u = 0.55 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée.

➤ **Vérification d'adhérence des barres (Art A 6.1.3 BAEL 91 / 99) :**

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$ Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5 \rightarrow$ coefficient de scellement (HA)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{11.964 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 94.2} = 0.78 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ conditions vérifiées

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

➤ Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = \mathbf{2.835 MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.733 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers **HA** :

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35.27 = \mathbf{14.10 \text{ cm}} \text{ (Art A.6.1.253 BAEL 91/99)}$$

➤ Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99) :

Appui de rive :

$$A_{smin} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 11.964 \times 10}{400} = \mathbf{0.34 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adopté} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 0.34 \text{ cm}^2$$

Appui intermédiaire :

$$A_{smin} \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(11.964 - \frac{5.211}{0.9 \times 0.18} \right) \times \frac{1.15}{40} = \mathbf{-0.58 \text{ cm}^2}$$

$$A_{adopté} = 2.35 \text{ cm}^2 > A_{smin} = -0.58 \text{ cm}^2$$

→ **Conditions vérifiées**

- Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :

$$\frac{2T_{max}}{0.9 \times b_0 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow T_{max} \leq 0.36 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow T_{max} \leq 0.36 \times \frac{25 \times 120 \times 180}{1.5}$$

$$\rightarrow T_{max} \leq 12.96 \times 10^4 \text{ N} = \mathbf{129.6 \text{ KN}}$$

$$\rightarrow T_{max} = \mathbf{11.964 \text{ KN}} \leq 129.6 \text{ KN}$$

→ **Condition vérifiée**

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Vérifications a l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation

➤ **Calcul des moments :**

La charge étant la même sur toutes les travées des poutrelles, les grandeurs des moments et des efforts tranchants calculés à l'ELU sont proportionnelles à la charge. Il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par $\frac{q_s}{q_u}$ Pour obtenir les valeurs des moments à l'ELS :

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{4.576}{6.275} = 0.729$$

Type 1 : (9 travée et 10 appuis)

Appuis	Moment (KN.m)	Travée	Moment (KN.m)
1	-1.507	1-2	1.596
2	-2.960	2-3	4.064
3	-3.415	3-4	2.759
4	-1.720	4-5	0.541
5	-2.536	5-6	3.388
6	-2.529	6-7	0.516
7	-1.714	7-8	2.759
8	-3.415	8-9	4.064
9	-2.960	9-10	1.596
10	-1.507		

Tableau III.13 : Tableau récapitulatif des moments a l'ELS.

Travée	Ti(x) KN	Ti+1(x) KN
1-2	5.885	-6.922
2-3	8.339	-8.585
3-4	7.848	-6.786
4-5	5.391	-6.022
5-6	7.892	-7.892
6-7	6.022	-5.391
7-8	6.786	-7.848
8-9	8.585	-8.339
9-10	6.922	-5.885

Tableau III.14 : Tableau récapitulatif des efforts tranchant a l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

4.576 KN/ml

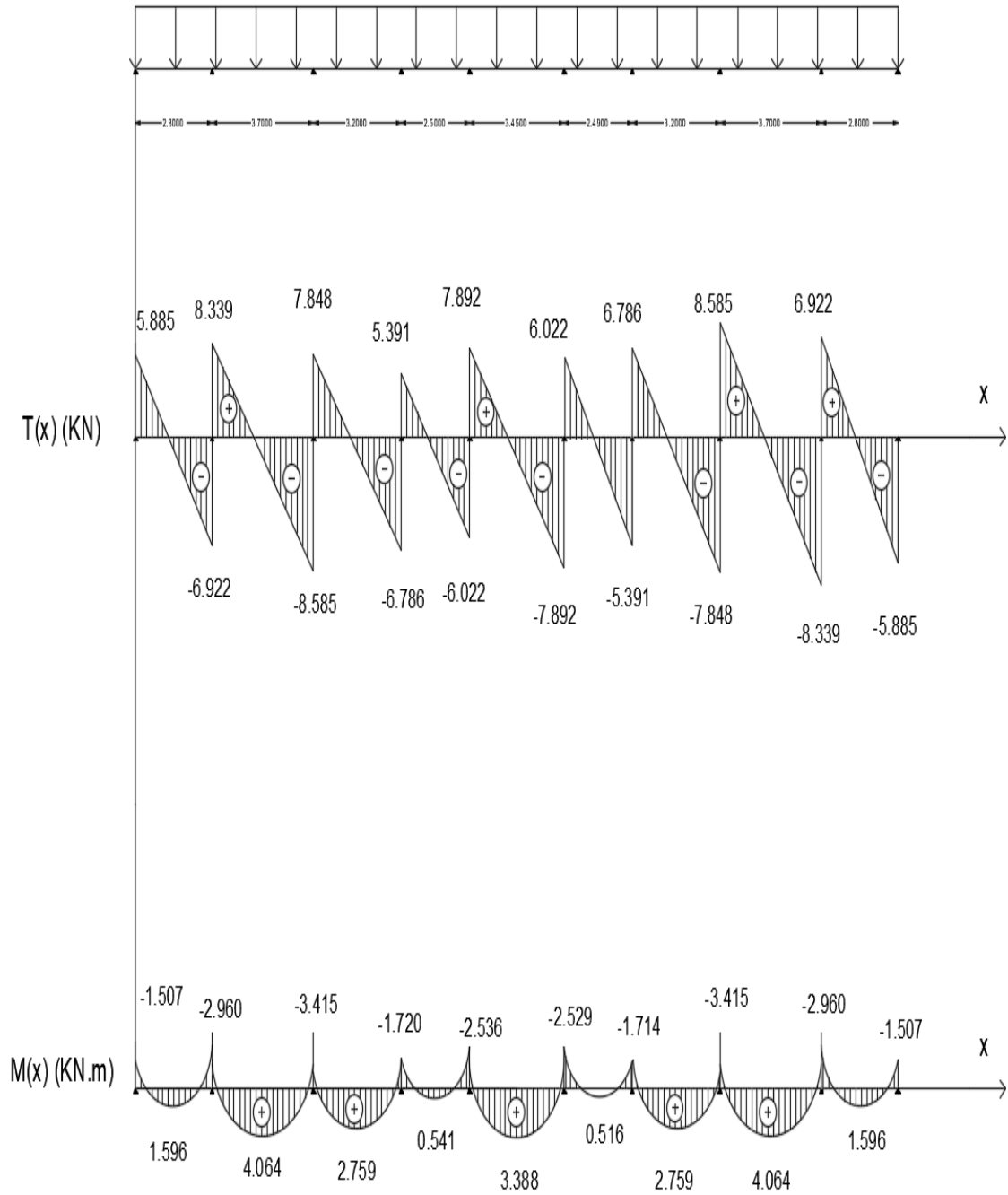


Figure III.2.9 : Diagrammes des moments et efforts tranchant a l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Type 2 : (2 travée et 3 appuis)

Appuis	Moment fléchissant (KN.m)	Travée	Moment fléchissant (KN.m)
1	-1.568	1-2	1.635
2	-2.838	2-3	3.817
3	-3.798		

Tableau III.15 : Tableau récapitulatif des moments.

Calcul des efforts tranchants :

Travée	Li (m)	Mi (KN.m)	Mi+1 (KN.m)	Ti (KN)	Ti+1 (KN)
1-2	2.8	-2.152	-3.894	5.950	-6.857
2-3	3.7	-3.894	-5.211	8.202	-8.721

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif des moments.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

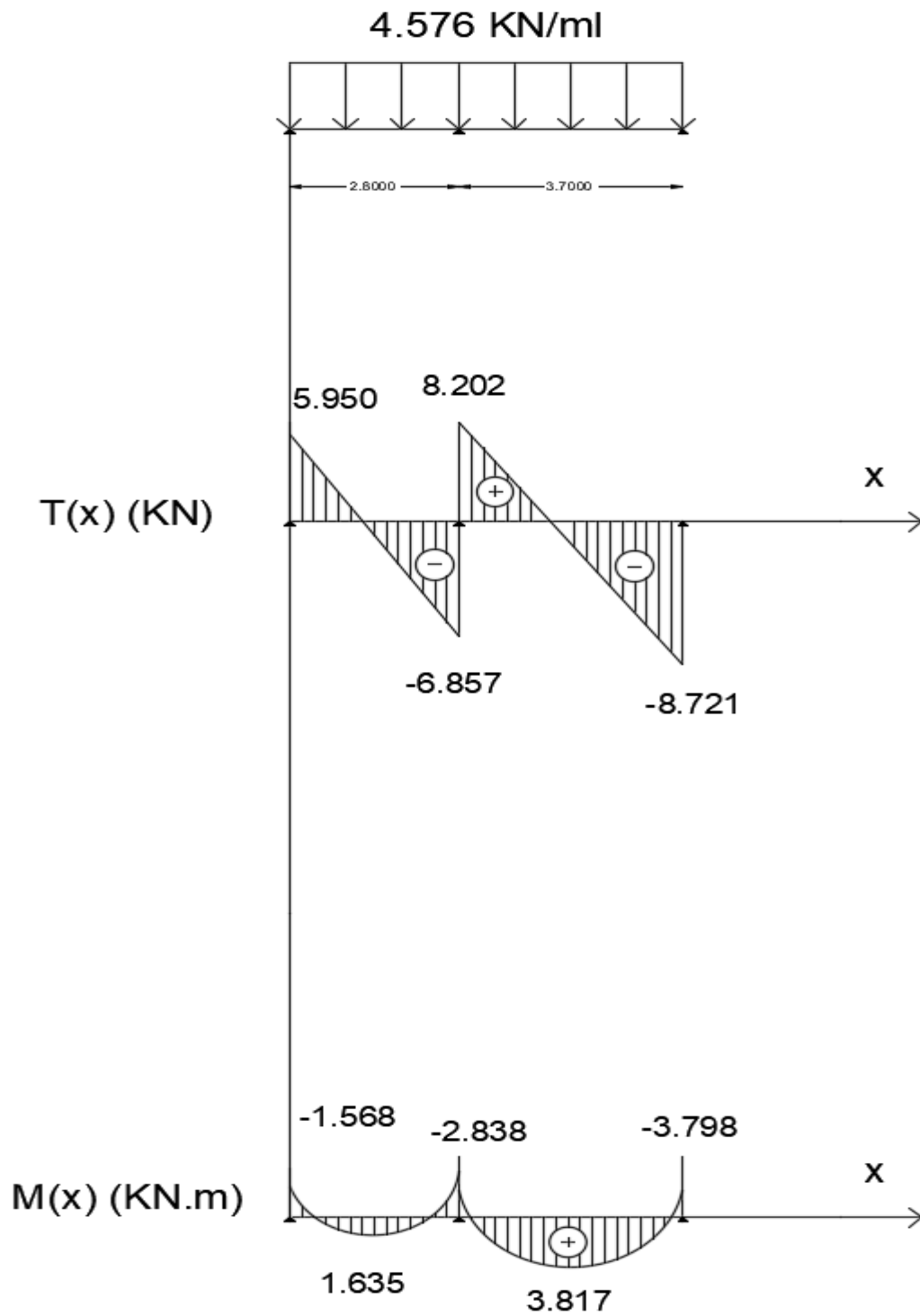


Figure III.2.10 : Diagrammes des moments et efforts tranchant a l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Conclusion :

Les moments max seront :

$$M_{max}^A = 3.798 \text{ KN.m}$$

$$M_{max}^t = 3.817 \text{ KN.m}$$

L'effort tranchant max :

$$V_{max} = 8.721 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91/99) :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d}$$

Avec $A_a = 1.13 \text{ cm}^2$ Et $A_t = 2.35 \text{ cm}^2$

- **En appui :**

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$$

Donc :

$$\rho = 0.523 ; K_1 = 31.12 ; \beta = 0.891$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{3.798 \times 10^6}{113 \times 0.891 \times 180} = 209.568 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{31.12} = 0.032$$

$$\sigma_{bc} = 0.032 \times 209.568 = 6.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow 6.70 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

→ **condition vérifié.**

- **En travée :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.087$$

Donc :

$$\rho = 0.139 ; K_1 = 19.81 ; \beta = 0.856$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\sigma_{sa} = \frac{M_t}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{3.817 \times 10^6}{235 \times 0.856 \times 180} = 105.416 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19.81} = 0.050$$

$$\sigma_{bc} = 0.050 \times 105.416 = 5.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow 5.27 \leq 15 \text{ MPa}$$

→ condition vérifiée.

➤ **Vérfications des contraintes dans les aciers :**

On vérifie que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

- **Au appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{3.798 \times 10^6}{113 \times 0.891 \times 180} = 209.568 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 209.568 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ condition vérifié.

- **En travée :**

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{3.817 \times 10^6}{235 \times 0.856 \times 180} = 105.416 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 105.416 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ condition vérifiée.

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91/99) :**

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après (B.6.5, 1 BAEL91/révisé 99) :

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{370} = 0.0540 > \frac{1}{22.5} = 0.0444$$

→ condition vérifiée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{370} \geq \frac{3.817}{15 \times 7.830}$$

$$\text{Avec } M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 4.576 \times \frac{3.7^2}{8} = 7.830$$

$$\rightarrow 0.0540 \geq 0.0324$$

→ condition vérifiée

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{2.35}{12 \times 18} \leq \frac{3.6}{400}$$

$$0.0108 \leq 0.009$$

→ condition non vérifiée

Toute les conditions ne sont pas vérifiées : il y a obligation à calculer la flèche.

➤ Calcul de la flèche :

On doit vérifier que :

$$f \leq \bar{f} \quad (\text{Art B.6.5.2 BAEL91/99})$$

Avec:

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E \times I}$$

Et :

$$\bar{f} = \frac{l}{500}$$

M_t : Moment max en travée a l'ELS

l : longueur libre de la poutrelle

E : module de déformation longitudinale différé ($3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865$ MPa)

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

I : moment d'inertie fictif total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

$$I = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)}$$

I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

$$I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(y_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_t \times (y_2 - c)^2$$

y_1 : position de l'axe neutre

B_0 : surface de la section homogène

$$y_1 = \frac{\left(\frac{b_0 \times h^2}{2} \right) + (B - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \times d}{b_0 \times h + (B - b_0)h_0 + 15A_t}$$

$$y_1 = \frac{\left(\frac{12 \times 20^2}{2} \right) + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18}{12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35}$$

$$y_1 = 7.097 \text{ cm}$$

$$y_2 = h - y_1$$

$$y_2 = 20 - 7.097 = 12.903 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7.097^3 + 12.903^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.097 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 \times (12.903 - 2)^2$$

$$I_0 = 14265.489 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \times \delta}$$

$$\delta = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

Donc :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.0108} = 1.522$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{(4 \times \delta \times \sigma_s) + f_{t28}}; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{(4 \times 0.0108 \times 105.416) + 2.1}; 0\right)$$

$$\mu = \max(0.552; 0) = 0.552$$

$$I = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1.1 \times 14265.489}{1 + (0.552 \times 1.522)} = 8527.614 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$f = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E \times I} = \frac{3.798 \times 10^6 \times 3700^2}{10 \times 10818,865 \times 8527.614 \times 10^4} = 5.635 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3700}{500} = 7.4 \text{ mm}$$

$$f = 5.635 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7.4 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

- **Conclusion :**

Le ferrailage des poutrelles sera le suivant :

Armatures longitudinales :

En travée : **3HA10**

Au appuis : **1HA12**

Armatures transversales :

2HA6

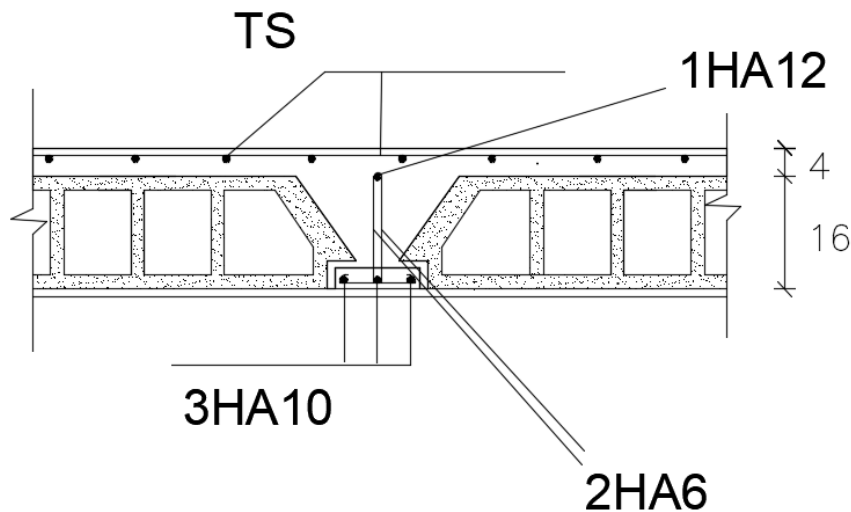


Figure III.2.11 : Coupe schématique du ferrailage du plancher.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.2.2. Balcons :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, soumise à son poids propre, à une charge horizontale plus le Poids propre du garde-corps.

Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

Avec :

$L = 1.04\text{m}$

$e : 15\text{ cm}$

G : poids propre de la dalle pleine

Q : surcharge d'exploitation

g : poids propre du garde-corps (avec une hauteur du garde-corps de 1m et une épaisseur de 10 cm)

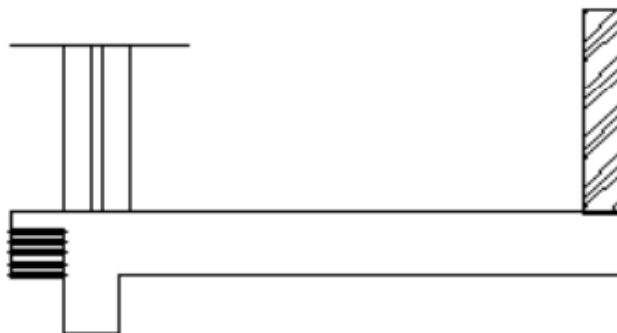


Figure III.2.12 : Coupe transversale d'un balcon.

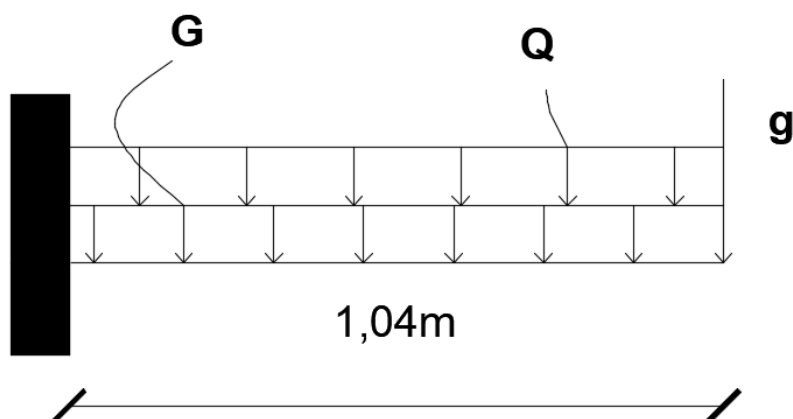


Figure III.2.13 : Schéma statique d'un balcon.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.2.2.1. Déterminations des charges et surcharges :

➤ **Charge permanente :**

$$G=5.31 \times 1=5.31 \text{ KN/ml (avec } G_{\text{balcon}}=5.31 \text{ KN/m}^2 \text{ du tableau II.4 au chapitre II)}$$

➤ **Charge concentrée : (poids propre du garde-corps)**

g =charges du mur en brique creuse + deux couches d'enduit de ciment

$$g=(0.1 \times 9)+(18 \times 0.02 \times 2)= 1.62 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q= 3.5 \times 1=3.5 \text{ KN/ml (DTR B.C.2.2)}$$

III.2.2.2. Combinaisons de charges :

• **ELU :**

$$\text{Charge uniforme : } G_u=1.35G+1.5Q= (1.35 \times 5.31) +(1.5 \times 3.5) =\mathbf{12.42 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Charge concentrée : } g_u=1.35g= (1.35 \times 1.62) =\mathbf{2.19 \text{ KN/ml}}$$

• **ELS :**

$$\text{Charge uniforme : } G_u=G+Q= 5.31 +3.5 =\mathbf{8.81 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{Charge concentrée : } g_u=g= \mathbf{1.62 \text{ KN/ml}}$$

III.2.2.3. Calcul des moments fléchissant :

• **ELU :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + g_u \times l = \frac{12.42 \times 1.04^2}{2} + (2.19 \times 1.04) = \mathbf{8.99 \text{ KN.m}}$$

• **ELS :**

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} + g_s \times l = \frac{8.81 \times 1.04^2}{2} + (1.62 \times 1.04) = \mathbf{6.45 \text{ KN.m}}$$

III.2.2.4. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_u = q_u \times l + g_u = (12.42 \times 1.04) + 2.19 = \mathbf{15.10 \text{ KN}}$$

III.2.2.5. Calcul des armatures :

• **ELU :**

➤ **Armatures principales :**

On étudiera une section rectangulaire de largeur **b=100cm** et d'hauteur **h=15cm** soumise à la flexion simple, avec un enrobage **c=3cm** (l'élément est exposé aux intempéries)

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.99 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.044 < \mu_{id} = 0.392$$

Donc la section est simplement armée **S.S.A**

Depuis les abaques : $\mu = 0.018 \rightarrow \beta = 0.978$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.99 \times 10^3}{0.978 \times 12 \times 348} = 2.20 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10 = 3.14cm²** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

➤ **Armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{3.14}{4} = \mathbf{0.785 \text{ cm}^2}$$

On opte pour **4HA8 = 2.01cm²** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

• **Vérifications a l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91/ 99) :**

On doit vérifier la conditions $A_{adopté} \geq A_{min}$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier (400 MPa)

f_{t28} : la résistance caractéristique du béton a la traction a 28 jours

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = \mathbf{2.1 \text{ MPa}}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{adopté} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.45 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **Conditions vérifiées**

➤ **Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91/ 99) :**

Armatures principales :

$S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$ → **condition vérifiée.**

Armatures de répartition:

$S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$ → **condition vérifiée**

➤ **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99) :**

Pour une fissuration préjudiciable :

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} < \overline{\tau}_u$$

On a $T_u=15.10$ KN

- **Contrainte de cisaillement admissible :**

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{15.10 \times 10^3}{1000 \times 120} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.25 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

→ $\tau_u < \overline{\tau}_u$ Conditions vérifiées.

- **Vérification d'adhérence des barres (Art A 6.1.3 BAEL 91 / 99) :**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$ Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5$ → coefficient de scellement (HA)

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 10 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.10 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 125.6} = 1.11 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$ → conditions vérifiées

- **Influence de l'effort tranchant :**

- **Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :**

$$\frac{2T_{max}}{0.9 \times b_0 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow T_{max} \leq 0.36 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow T_{max} \leq 0.36 \times \frac{25 \times 1000 \times 120}{1.5}$$

$$\rightarrow T_{max} = 15.10 \text{ KN} \leq 7.2 \times 10^5 \text{ N} = 720 \text{ KN}$$

$$\rightarrow T_{max} = 15.10 \text{ KN} \leq 720 \text{ KN}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

→ Condition vérifiée.

➤ **Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99) :**

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 352.733 \text{ mm} = 35.27 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale **0**, pour les aciers **HA** :

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35.27 = 14.11 \text{ cm (Art A.6.1.253 BAEL 91/99)}$$

• **Vérifications a l'ELS :**

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable (n = 1,6 : coefficient de fissuration pour les HA).

➤ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91/99) :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_s}{A_t \times \beta_1 \times d}$$

$$\text{Et } A_a = A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12} = 0.261$$

Donc :

$$\rho=0.139 ; K_1=46.63 ; \beta=0.918$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_s}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{6.45 \times 10^6}{314 \times 0.918 \times 120} = 186.468 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{46.63} = 0.021$$

$$\sigma_{bc} = 0.021 \times 186.468 = 3.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow 3.99 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

→ condition vérifié.

➤ Vérifications des contraintes dans les aciers :

On vérifie que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{6.45 \times 10^6}{314 \times 0.918 \times 120} = 186.468 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; \max\left(\frac{1}{2}f_e, 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right)\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; \max\left(\frac{1}{2}400, 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(266.66; \max(200, 201.63))$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 186.468 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

→ condition vérifié.

➤ Etat limite d'ouverture des fissures :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91/99) :

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après (B.6.5, 1 BAEL91/révisé 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{104} = 0.144 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

→ condition vérifiée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{15}{104} \geq \frac{6.45}{10 \times 8.99}$$

$$\rightarrow 0.144 \geq 0.0717$$

→ condition vérifiée

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.14}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$0.002 \leq 0.0105$$

→ condition vérifiée

Toute les conditions sont vérifiées : il n'y a pas obligation à calculer la flèche.

- **Conclusion :**

Le ferrailage des balcons sera le suivant :

Armatures principales :

4HA10 avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

Armatures de répartitions :

4HA8 avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

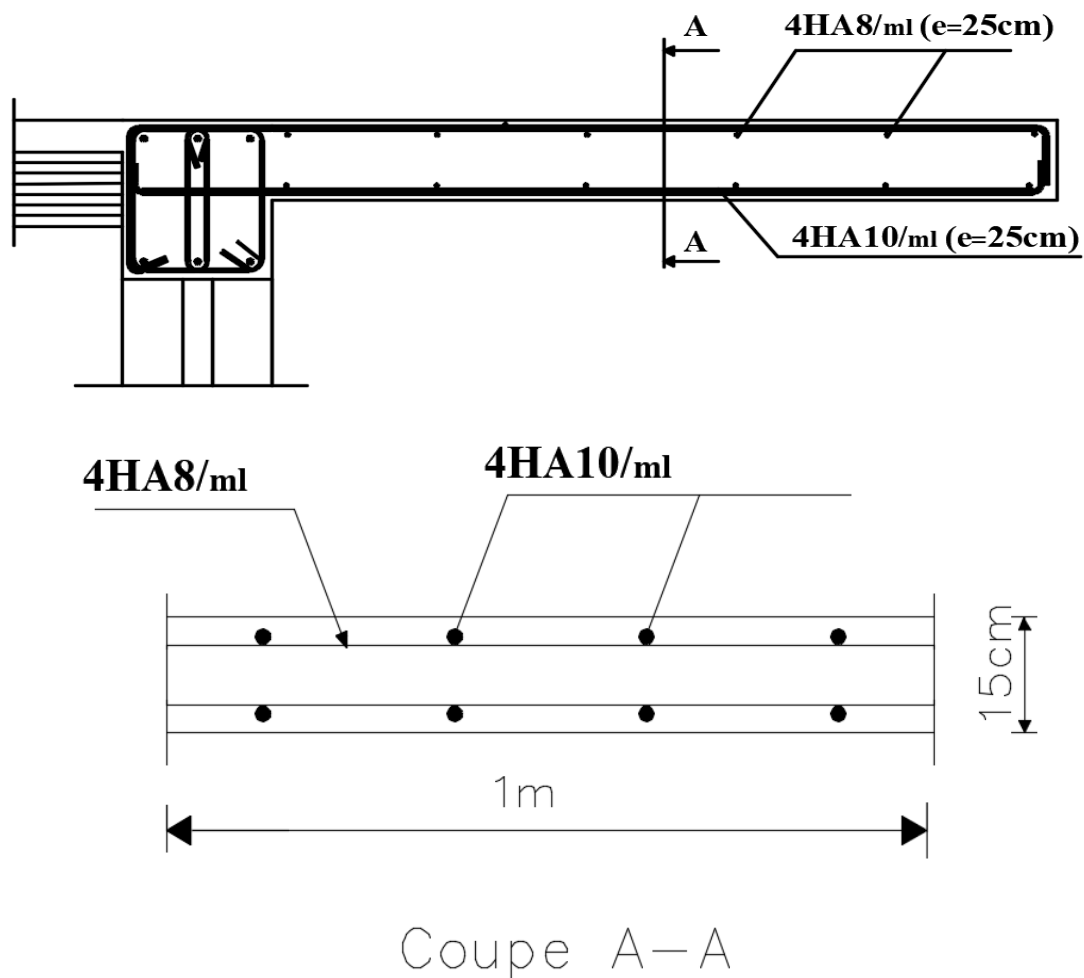


Figure III.2.14 : Ferrailage du balcon.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.3. Poutre palière :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire ($b \times h$) avec une longueur de 3.45m (entre nus d'appuis), Les paliers intermédiaires de l'escalier reposent sur celle-ci et elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur en maçonnerie semi encastrée à ses extrémités dans les poteaux.

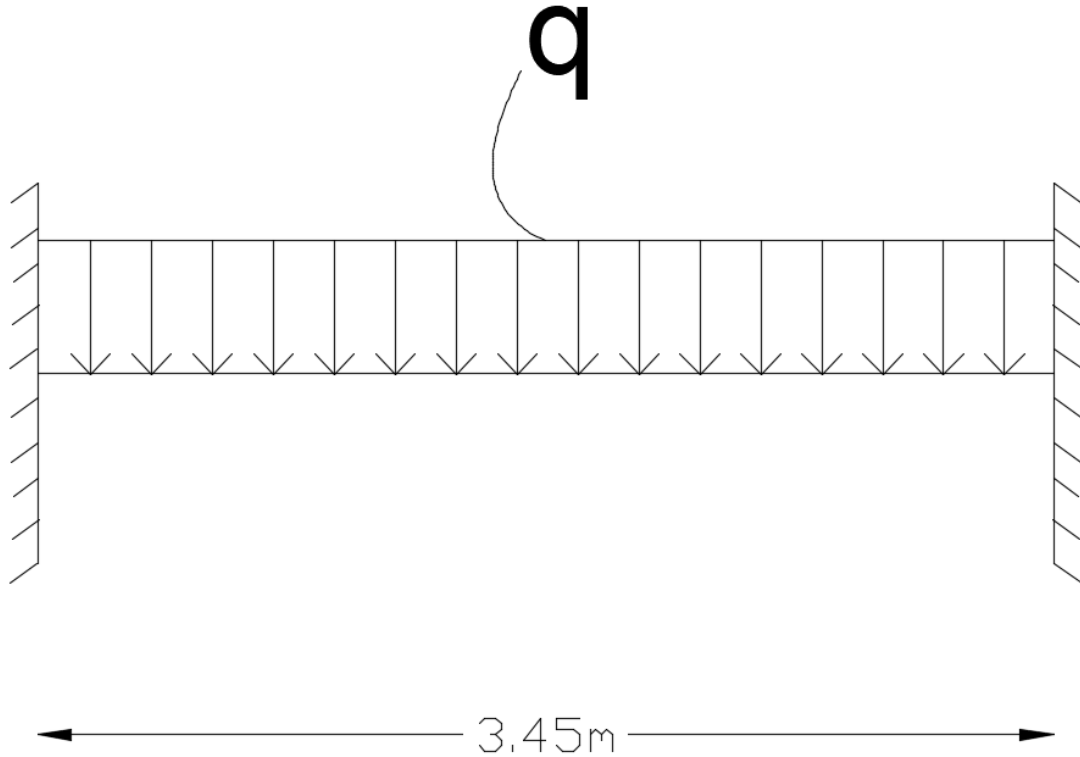


Figure III.3.1 : Schéma statique de la poutre palière.

III.3.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

$$\text{Hauteur} : \frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{Largeur} : 0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$\text{Hauteur} : \frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10} = 23\text{cm} \leq h_t \leq 34.5\text{cm}$$

Soit $h_t=30\text{cm}$

$$\text{Largeur} : 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 = 12\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

Soit $b=20\text{cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

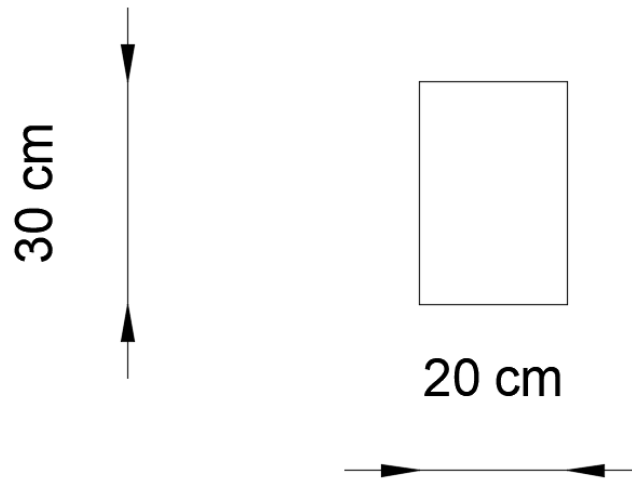


Figure III.3.2 : Coupe verticale d'une poutre palière.

Vérifications RPA :

$h=30\text{ cm}$	$h \geq 30\text{ cm}$	Condition vérifiée
$b=20\text{ cm}$	$b \geq 20\text{ cm}$	Condition vérifiée
$\frac{30}{20} = 1.5$	$\frac{h}{b} \leq 4.0$	Condition vérifiée

Tableau III.17 : Vérifications RPA de la poutre palière.

III.3.2. Détermination des charges :

Poids propre de la poutre palière :

$$G = 0.3 \times 0.20 \times 25 = 1.5\text{ KN/ml}$$

Réaction du palier a l'ELU : $R_A = 26.423\text{ KN}$

Réaction du palier a l'ELS : $R_A = 19.063\text{ KN}$

III.3.3. Combinaisons de charges :

- ELU :

$$q_u = 1.35G_1 + R_{Au} = (1.35 \times 1.5) + 35.855 = 37.880\text{ KN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = G_1 + R_{As} = 1.5 + 25.874 = 27.374\text{ KN/ml}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.3.4. Calcul des efforts interne à l'ELU :

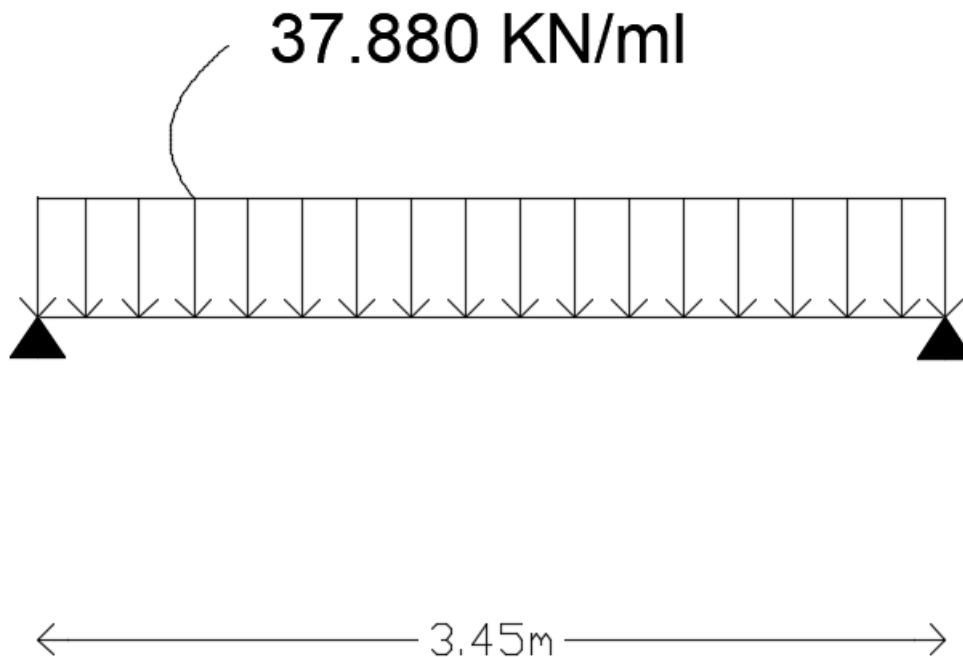


Figure III.3.3 : Schéma statique a l'ELU.

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{37.880 \times 3.45}{2} = 65.343 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{37.880 \times 3.45^2}{8} = 56.358 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée tel que :

Au appuis :

$$M_{max}^A = -0.3 \times M_{max} = -0.3 \times 56.358 = -16.907 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{max}^t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 56.358 = 47.904 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

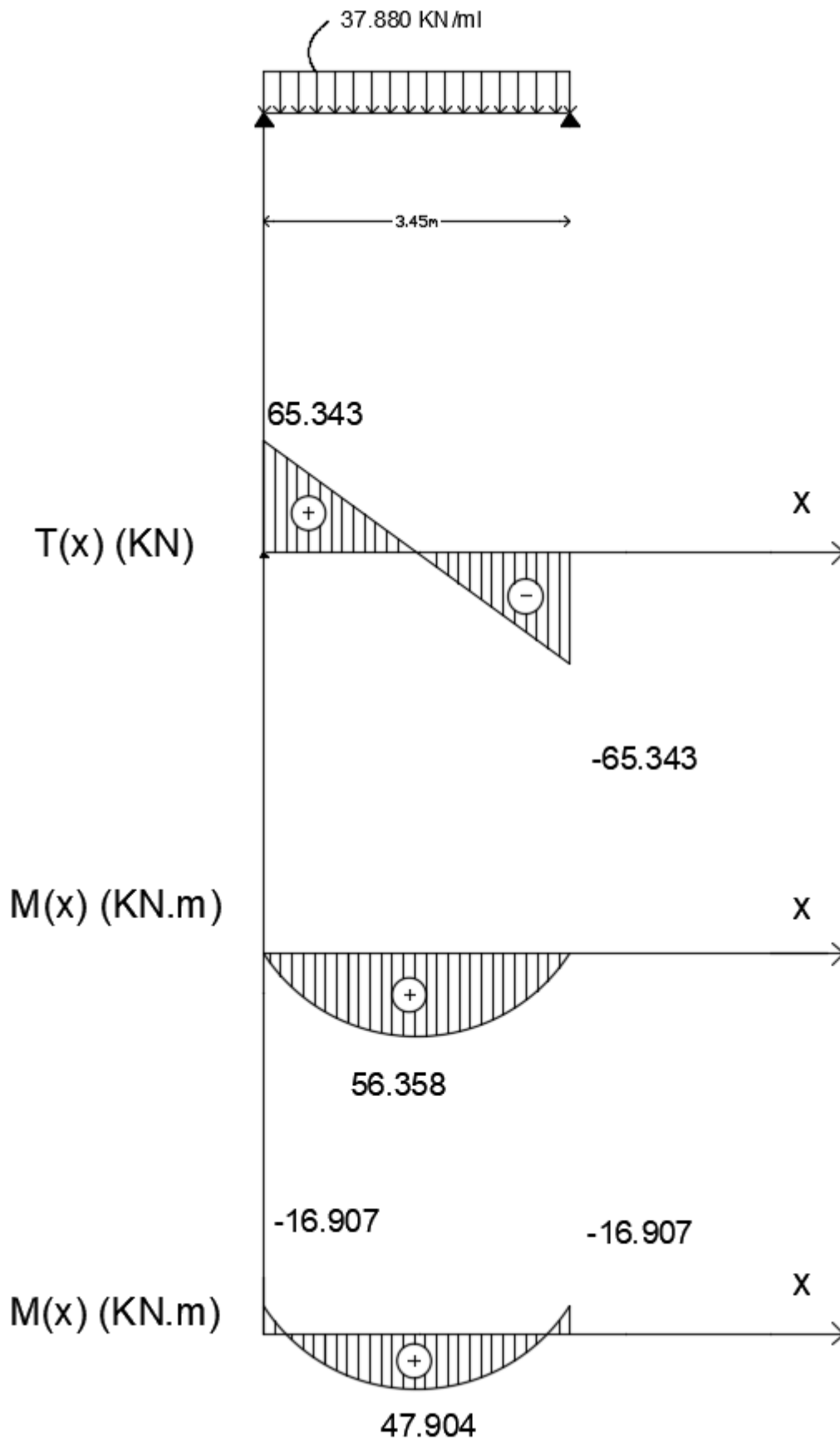


Figure III.3.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.3.5. Calcul des armatures :

Avec :

$$d = 27.5 \text{ cm} ; H = 30 \text{ cm} ; C = C' = 2.5 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$$

- **Au appuis : $M_{max}^A = -16.907 \text{ KN.m}$**

➤ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{max}^A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{16.907 \times 10^3}{20 \times 27.5^2 \times 14.2} = 0.078 < \mu_{id} = 0.392$$

Donc la section est simplement armée **S.S.A**

Depuis les abaques : $\mu = 0.078 \rightarrow \beta = 0.959$

$$A_a = \frac{M_{max}^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16.907 \times 10^3}{0.959 \times 27.5 \times 348} = 1.84 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10 = 3.14cm²** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

- **En travée : $M_{max}^t = 47.904 \text{ KN.m}$**

➤ **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_{max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{47.904 \times 10^3}{20 \times 27.5^2 \times 14.2} = 0.223 < \mu_{id} = 0.392$$

Donc la section est simplement armée **S.S.A**

Depuis les abaques : $\mu = 0.223 \rightarrow \beta = 0.872$

$$A_a = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47.904 \times 10^3}{0.872 \times 27.5 \times 348} = 5.74 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA14 = 6.15cm²** avec un espacement $S_t=25\text{cm}$

➤ **Calcul des armatures transversales (Art 7.2,2 BAEL 91/99) :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\phi < \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{B}{10} \right)$$

$$\rightarrow \phi < \min (8.5; 12; 20) = 12\text{mm}$$

On opte pour un étrier en **4HA8 = 2.01 cm²**

III.3.6. Vérifications a l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91/ 99) :**

On doit vérifier la conditions $A_{adopté} \geq A_{min}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_e : limite élastique de l'acier (400 MPa)

f_{t28} : la résistance caractéristique du béton a la traction a 28 jours

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 20 \times 27.5 \times 2.1}{400} = 0.66 \text{ cm}^2$$

- **Au appuis :**

$$A_{adopté} = 3.14 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Conditions vérifiée}$$

- **En travée :**

$$A_{adopté} = 6.15 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Conditions vérifiée}$$

➤ **Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA 99 mod 2003) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_s = 4HA10 + 4HA14 = 3.14 + 6.15 = 9.29 \text{ cm}^2$$

$$0.5\% \times S = 0.005 \times b \times H = 0.005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 9.29 \text{ cm}^2 > 0.5\%S = 3 \text{ cm}^2$$

→ **conditions vérifiée**

➤ **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99 mod 2003) :**

La quantité minimale d'armatures transversales minimales est donnée par le RPA tel que :

$$A_{min} = 0.003 \times s \times b$$

$$A_{min} = 0.003 \times 15 \times 20$$

$$A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.9 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

$$\rightarrow S_t \leq \min(7.5; 9.6)$$

On prendra $\rightarrow S_t = 7 \text{ cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

On prendra $\rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Remarque : Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Conditions vérifiées.

- **Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99) :**

Pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} < \overline{\tau}_u$$

On a $T_{max}=65.343 \text{ KN}$

- **Contrainte de cisaillement admissible :**

$$\overline{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \times d} = \frac{65.343 \times 10^3}{200 \times 275} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.18 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u$ **Conditions vérifiées.**

- **Vérification d'adhérence des barres (Art A 6.1.3 BAEL 91 / 99) :**

$\tau_{se} \leq \overline{\tau}_{se}$ Avec :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\Psi_s = 1.5 \rightarrow$ coefficient de scellement HA

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times 3.14 \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{65.343 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 150.72} = 1.75 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Donc : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} \rightarrow$ conditions vérifiées

➤ Influence de l'effort tranchant :

- Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99) :

$$A_{smin} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 65.343 \times 10}{400} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.87 \text{ cm}^2$$

→ Condition vérifiée

- Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :

$$\frac{2T_{max}}{0.9 \times b_0 \times d} \leq \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9}{2} \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow T_{max} \leq 0.36 \times \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$\rightarrow T_{max} \leq 0.36 \times \frac{25 \times 200 \times 275}{1.5}$$

$$\rightarrow T_{max} = 65.343 \text{ KN} \leq 3.2 \times 10^5 \text{ N} = 320 \text{ KN}$$

$$\rightarrow T_{max} = 65.343 \text{ KN} \leq 320 \text{ KN}$$

→ Condition vérifiée.

➤ Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.280 \text{ mm} = 42.32 \text{ cm}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale **0**, pour les aciers **HA** :

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm (Art A.6.1.253 BAEL 91/99)}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.3.6. Calcul a l'ELS :

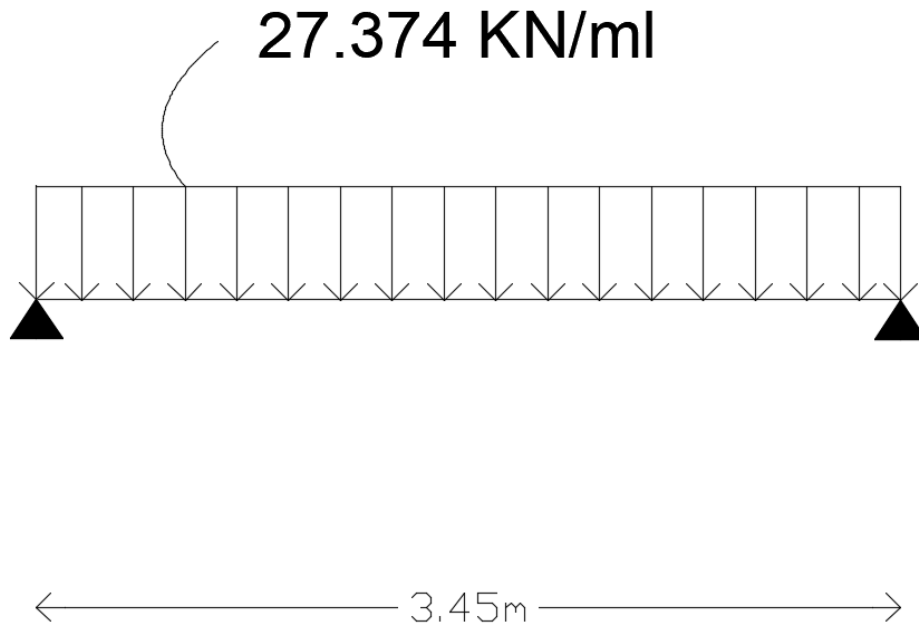


Figure III.3.5 : Schéma statique a l'ELS.

$$R_A = R_B = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{27.374 \times 3.45}{2} = 47.220 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{27.374 \times 3.45^2}{8} = 40.727 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée tel que :

Au appuis :

$$M_{max}^A = -0.3 \times M_{max} = -0.3 \times 40.727 = -12.218 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{max}^t = 0.85 \times M_{max} = 0.85 \times 40.727 = 34.617 \text{ KN.m}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

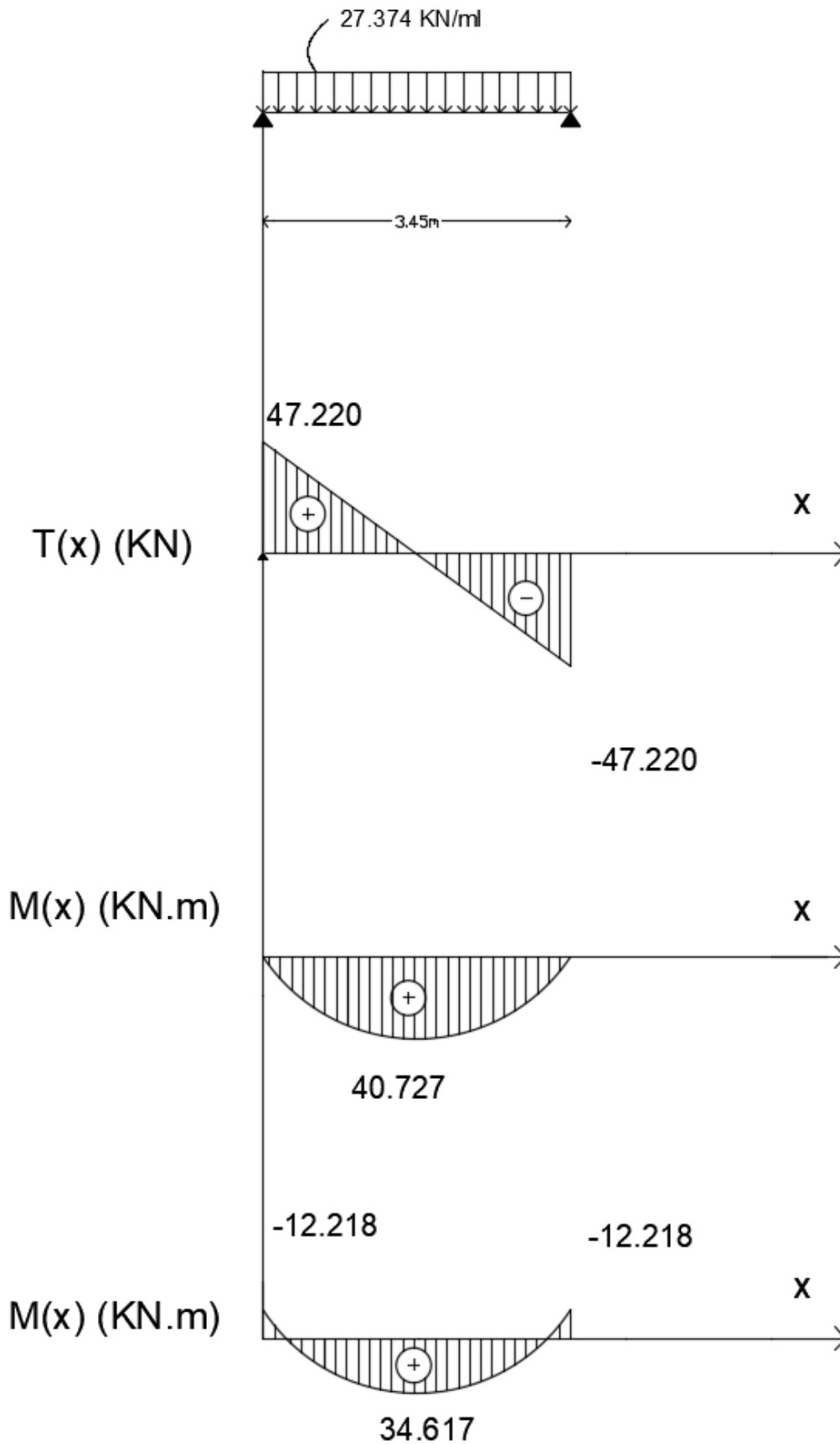


Figure III.3.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.3.7. Vérifications a l'ELS :

➤ Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91/99) :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_s}{A_t \times \beta_1 \times d}$$

- Au appuis :

$$A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 3.14}{20 \times 27.5} = 0.570$$

Donc :

$$\rho=0.570 ; K_1=29.57 ; \beta=0.887$$

$$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{12.218 \times 10^6}{314 \times 0.887 \times 275} = 159.519 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{29.57} = 0.033$$

$$\sigma_{bc} = 0.033 \times 159.519 = 5.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow 5.26 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

→ condition vérifié.

- En travée :

$$A_t = 6.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } \rho=1.118 ; K_1=19.45 ; \beta=0.854$$

Donc :

$$\sigma_{sa} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{34.617 \times 10^6}{615 \times 0.854 \times 275} = 239.675 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{19.45} = 0.051$$

$$\sigma_{bc} = 0.051 \times 239.675 = 12.22 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow 12.22 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa}$$

→ condition vérifié.

➤ **Vérifications des contraintes dans les aciers :**

On vérifie que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

- **Au appuis :**

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{12.218 \times 10^6}{314 \times 0.887 \times 275} = 159.519 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 159.519 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{34.617 \times 10^6}{615 \times 0.854 \times 275} = 239.675 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 239.675 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

→ condition vérifié.

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

➤ **Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91/99) :**

Le calcul de la flèche se fait si une des conditions suivantes ne sera pas vérifiée, d'après (B.6.5, 1 BAEL91/révisé 99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{345} = 0.0869 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

→ condition vérifiée

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \rightarrow \frac{30}{345} \geq \frac{26.004}{10 \times 30.593}$$

$$\rightarrow 0.0869 \geq 0.0849$$

→ condition vérifiée

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{20 \times 27.5} \leq \frac{4.2}{400}$$

$$0.008 \leq 0.0105$$

→ condition vérifiée

Toute les conditions sont vérifiées : il n'y a pas obligation à calculer la flèche.

Conclusion :

L'étude de la poutre palière a abouti au ferrailage suivant :

- **Armatures longitudinales :**

Au appuis : **4HA10**

En travée : **4HA14**

- **Armatures transversales :**

Un cadre et un étrier en **HA8**

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

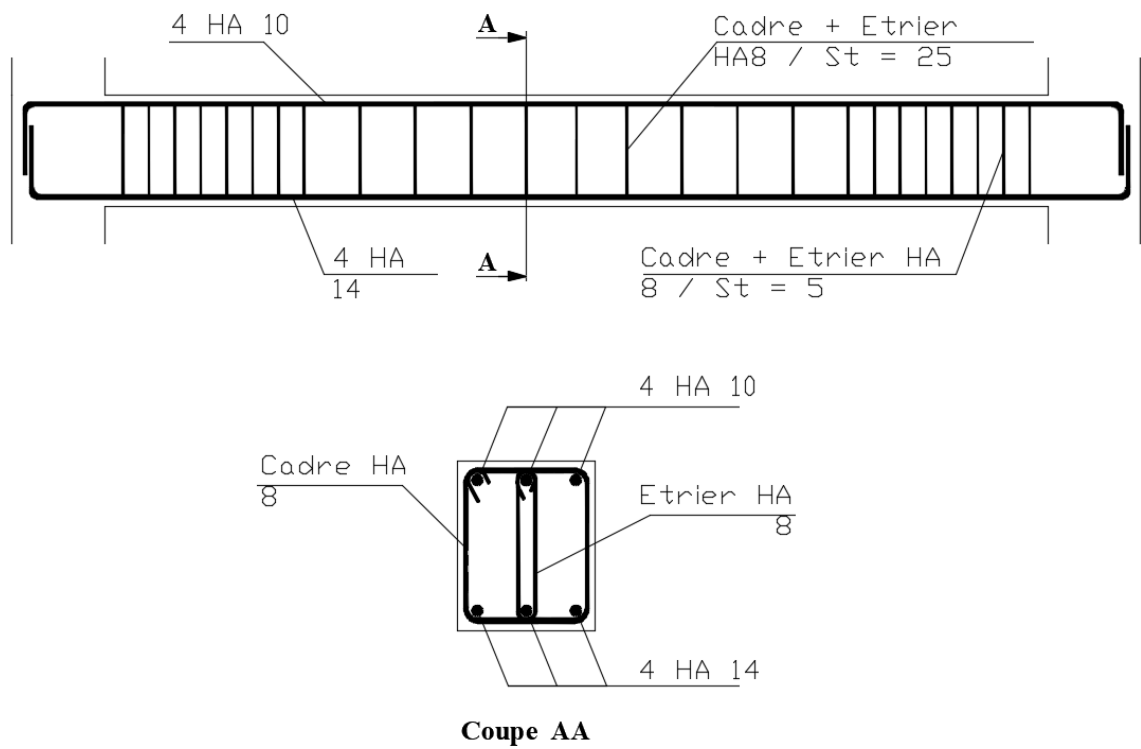


Figure III.3.7 : Ferrailage de la poutre palière.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.4. L'acrotère :

III.4.1. Introduction :

L'acrotère est un élément secondaire destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse, elle sera assimilée à une console encastrée dans le plancher est soumise à son poids propre G et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) provoquant un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le calcul des armatures se fera à l'ELU et la vérification à l'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée.

III.4.2. Dimensions :

- Hauteur : 60 cm
- Epaisseur : $h_0 = 10 \text{ cm}$
- Enrobage : $c = c' = 3 \text{ cm}$
- Surface totale : $S = 0.0685 \text{ m}^2$

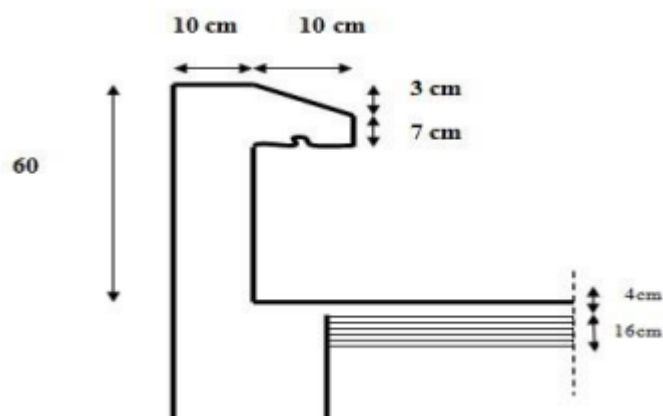


Figure III.4.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

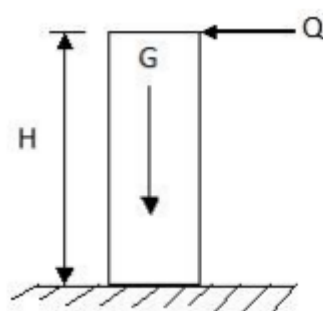


Figure III.4.2 : Schéma statique de l'acrotère.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.4.3. Chargement :

- Poids propre de l'acrotère : $G = \gamma_b \times S = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ KN/ml}$
- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.4.4. Détermination des sollicitations :

- Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 1.7125 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment de renversement : $M = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts internes :

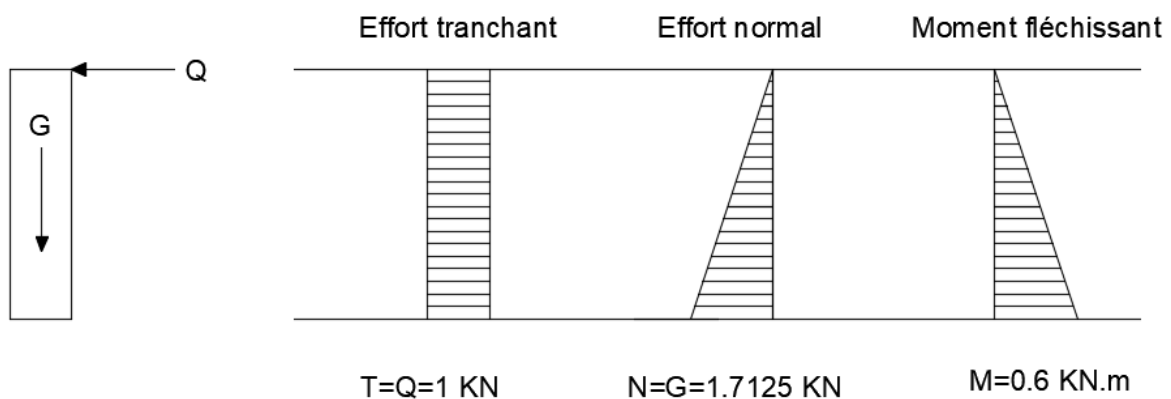


Figure III.4.3 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère.

III.4.5. Combinaisons des charges :

- À L'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Effort normal de compression : $N_u = 1.35G = 1.35 \times 1.7125 = 2.31 \text{ KN}$.

Effort tranchant : $T_u = 1.5 \times T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}$.

Moment de renversement : $M_u = 1.5 \times M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$

- À L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1.7125 \text{ KN /ml}$.

Effort tranchant : $T_s = T = 1 \text{ KN}$.

Moment de renversement : $M_s = M = 0.6 \text{ KN.m}$.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.4.6. Calcul à l'ELU :

Ce calcul consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée encastree à la base et libre à l'extrémité (console).

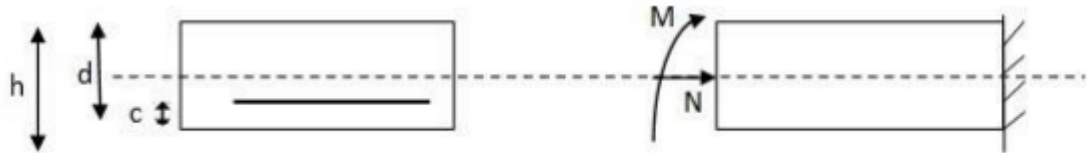


Figure III.4.4 : Schéma de calcul de l'acrotère.

Avec :

C_p : Centre de pression.

e_u : Excentricité.

M_u : Moment dû à la compression.

N_u : Effort de compression.

C : Enrobage.

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.31} \rightarrow e_u = 38.9 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow e_u = 38.9 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm.}$$

D'où le centre de pression (C_p) se trouve à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f qui la ramène en flexion composée.

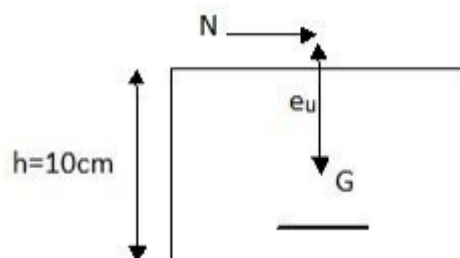


Figure III.4.5 : Schéma des distances.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- Calcul en flexion simple :

Moment fictif (M_f) :

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right) = 2.31 \times \left(0.389 + \frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.945 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.945 \cdot 10^3}{100 \cdot (7^2) \cdot 14.2} = 0.0136 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow (\text{La section est simplement armée SSA})$$

Pour : $\mu = 0.0136 \rightarrow \beta = 0.993$

- Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures est :

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta \times \sigma_{st} \times d}$$

Avec :

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

$$A_{stf} = \frac{0.945 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 7} = 0.391 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.391 - \frac{2.31}{34.8} = 0.32 \text{ cm}^2$$

III.4.7. Vérification à l'ELU :

- a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ART A.4.2,1) :

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right) \times b \times d$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.7125} = 0.35 \text{ m} = 35 \text{ cm} \text{ (Pratiques du BAEL, p 199)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times \left(\frac{35 - 0.455 \times 7}{35 - 0.185 \times 7} \right) \times 100 \times 7 = 0.798 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2 > A_s = 0.32 \text{ cm}^2. \text{ La condition n'est pas vérifiée.}$$

La section d'armatures donnée par la condition de non fragilité est supérieure à celle calculée à l'ELU, donc c'est la section imposée par cette condition qui sera prise en compte, par conséquent :

$$A_s = A_{min} = 0.798 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{adopté} = 5\text{HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

- **Armatures de répartition :**

Selon l'article **(A.8.2, 41 du BAEL 91)** si les charges appliquées comprennent des efforts concentrés (cas de l'acrotère) les armatures de répartition sont au moins égales à : $A_r > \frac{A_s}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.63 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec un espacement $s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

- b. Vérification au cisaillement (BAEL 91 / Art A.5.1, 211) :**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1, 3) :**

Il est important de connaître le comportement de l'interface entre le béton et l'acier, puisque

le béton armé est composé de ces deux matériaux, il faut donc vérifier que :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec :

Ψ_s : Coefficient de scellement droit (en fonction de la nuance d'acier).

$\Psi_s = 1.5$ (barre de haute adhérence)

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

Où :

$\sum U_i$: somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3.14 \times 8 = 125.6 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times d \times \sum U_i} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.19 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- d. Ancrage des barres (BAEL 91/ ART 6.1.221) :**

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, la longueur de scellement droite l_s est égale à :

$$l_s = 35 \cdot \phi = 35 \cdot 0,8 = 28 \text{ cm.}$$

Une valeur plus précise est donnée par l'expression suivante :

$$l_s = \phi \frac{f_e}{4 \cdot \tau_{se}}$$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Avec :

$$\tau_{se} = (0,6 \cdot f_{t28} \cdot \Psi_s^2) = 0,6 \cdot 2,1 \cdot (1,5)^2 = 2,84 \text{ MPa.}$$

$$l_s = 8 \frac{400}{4 \cdot (2,84)} = 281,69 \text{ mm} = 28,2 \text{ cm.}$$

Donc la longueur de scellement droite est prise égale à : $l_s = 30 \text{ cm}$.

e. Espacement des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art A.8.2, 42) :

Pour des charges centrées :

- **Armatures principales** : $S_t = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25\text{cm}) = 20 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.
- **Armatures de répartition** : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

III.4.8. Vérification des contraintes à l'ELS :

L'acrotère est un élément exposé aux agents atmosphériques (intempéries ...). La fissuration est donc considérée préjudiciable.

1. Contraintes dans les aciers :

- $\bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) \leq \min\left(\frac{2}{3}400 ; 110\sqrt{1,6 \cdot 1,2}\right) \leq \min(266,66 ; 201,63)$.

$$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

- $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \cdot 1 \cdot d \cdot A}$

Avec :

$$\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,359 = 0,36$$

Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0,36 \rightarrow \beta = 0,907 ; K1 = 38,76$

Alors :

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^6}{0,907 \times 70 \times 2,51 \times 10^2} = 37,65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 37,65 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa.}$$

La condition est vérifiée. Donc la section est justifiée vis-à-vis de l'ouverture des fissures.

2. Contraintes dans le béton :

- $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$
- $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{37,65}{38,76} = 0,97 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$. La condition est vérifiée.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.4.9. Vérification de l'acrotère sous l'action des forces sismiques (RPA2003/ Art6.23) :

La RPA2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques. Cette vérification concerne les éléments non structuraux. Alors l'acrotère sera calculé sous l'action d'une force horizontale selon la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment → $A = 0.15$ (Zone II, groupe 2).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (voir tableau (6-1) du (RPA99-V2003) ; Dans notre cas $c_p = 0.8$.

w_p : poids propre de l'acrotère. → $w_p = 1.7125$ KN/ml.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.7125 = 0.822 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p = 0,828 \text{ KN/ ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.10. Conclusion :

La force induite du séisme est inférieure à celle de la main courante, l'acrotère est vérifié vis-à-vis du séisme d'où on optera pour le ferrailage adopté précédemment :

- **Armatures principales** : $5HA8 = 2.51cm^2$. Avec un espacement de 20 cm.
- **Armatures de répartition** : $4HA8 = 2.01cm^2$. Avec un espacement de 25 cm.

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

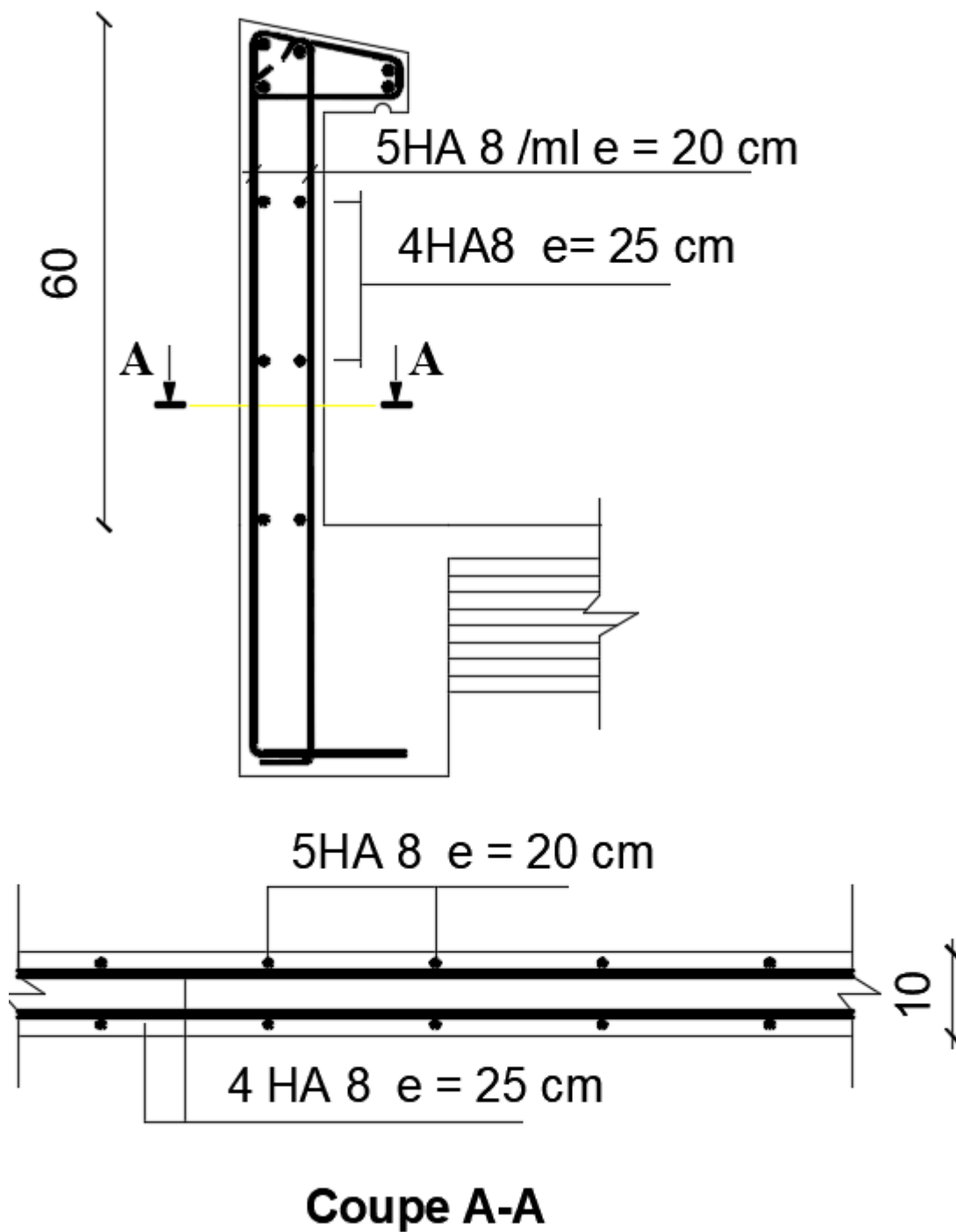


Figure III.4.6 : Ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRE IV :

- **Modélisation et présentation du logiciel ETABS**
-

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

IV.1 Introduction :

Les forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur en génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages.

IV.2 Logiciel utilisé pour la modélisation :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par les différentes actions appliquées (charge statique et dynamique). Le logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

A. Historique :

ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « Computers and structures Inc. Berkeley, Californie », sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations, la version considérée dans ce mémoire est récente, elle date de l'an 2016. Les premières versions d'ETABS ont utilisé des techniques d'analyse de structure et de dimensionnement des éléments conformes aux règlements américains (UBC, ACI, etc...) et des améliorations sont apportées au fur et à mesure. Parmi elles, le manuel du logiciel parle d'intégration de plusieurs techniques d'analyse et de divers règlements à travers le monde.

B. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. IL est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibrations ...etc.

c. Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- Introduction de la géométrie de la structure.

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

- Spécification des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
- Introduction des charges statiques et dynamiques.
- Définition du diaphragme.
- Lancement de l'analyse.
- Visualisation des résultats.

a) Introduction de la géométrie de l'ouvrage :

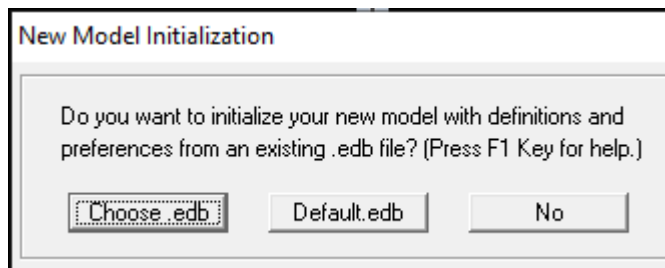
- **Choix de l'unité :**

C'est la première étape qui vient juste après le lancement de l'ETABS, elle consiste à choisir l'unité de calcul où on sélectionne **KN.m**



- **Création d'un nouveau model :**

Après avoir choisi le système d'unité, la prochaine étape est de créer un nouveau model en cliquant sur l'icône « **New Model** » ou en utilisant le raccourcis « Ctrl+N ». Une boîte de dialogue intitulé « **new model initialization** » apparaît où trois choix s'offrent à l'utilisateur :



« **Choose. edb** » : utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.

« **Default. edb** » : utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.

« **No** » : utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Caractéristiques géométriques des structures (Lignes de construction)

Après avoir cliqué sur l'une des trois cases, une autre boîte de dialogue intitulée « **Building Plan Grid System and Story Data Definition** » apparaît tel que :

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

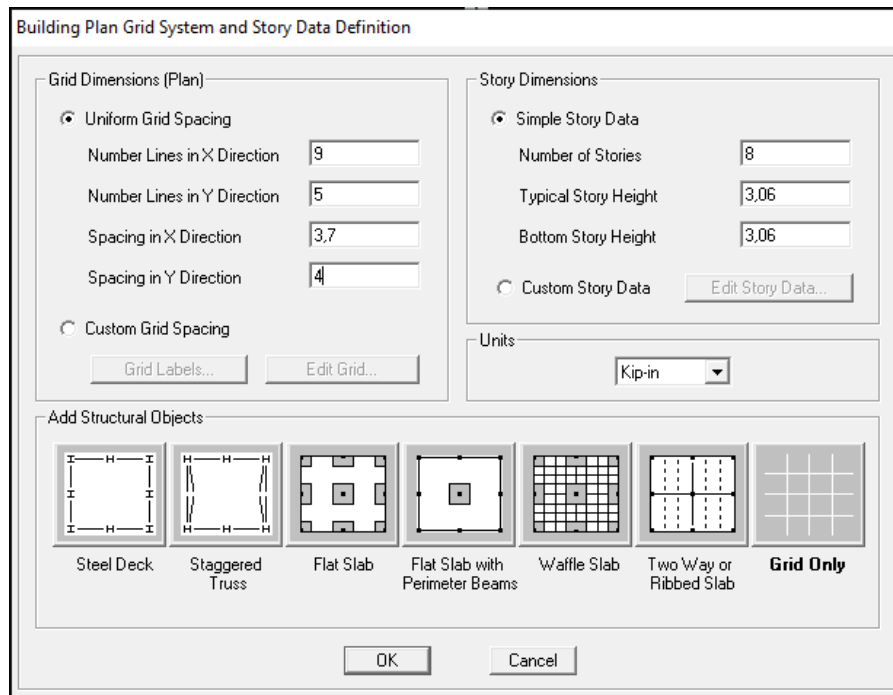


Figure IV.1. : Caractéristiques géométriques de la structure.

- « Number lines in X direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant X.
- « Number lines in Y direction » : Nombre de travées (lignes de construction) suivant Y.
- « Spacing in X direction » : espacement entre les lignes de construction suivant X.
- « spacing in Y direction » : espacement entre les lignes de construction suivant Y.
- « Number of stories » : Nombre d'étages.
- « Typical Story Height » : Hauteur d'étage courant.
- « Bottom Story Height » : Hauteur du RDC.

Remarque :


La hauteur d'étage et la longueur des travées étant rarement constantes, l'utilisateur se doit d'avoir recourt aux options « Custom Grid Spacing » et « Custom Story Data » permettant respectivement d'introduire la distance (espacement) entre chaque travée suivant X et Y et la hauteur entre un étage et un autre.

b) Spécification des caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.

1. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques de matériaux sont définies dans la boîte de dialogue intitulé «Material Property Data ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

suivant « Define Material Properties » ou bien en cliquant sur l'icône « Define Material Properties »  ». La boîte de dialogue « Define Materials » apparaît tel que :
Define Materials

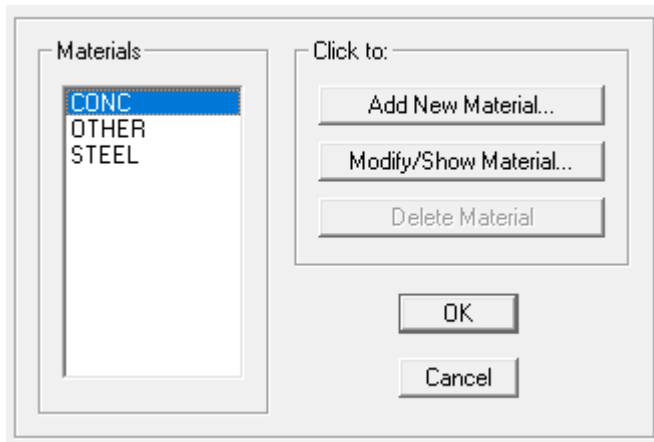


Figure IV.2. : Définition des matériaux.

- « Add New Material » : Ajouter un autre matériau.
- « Modify /Show Material » : Modifier/Afficher les propriétés d'un matériau.
- « Delete Material » : Supprimer un matériau.
- « En sélectionnant « CONC » et en cliquant sur « Modify/Show Material » la boîte de dialogue suivante s'affiche.

Material Property Data

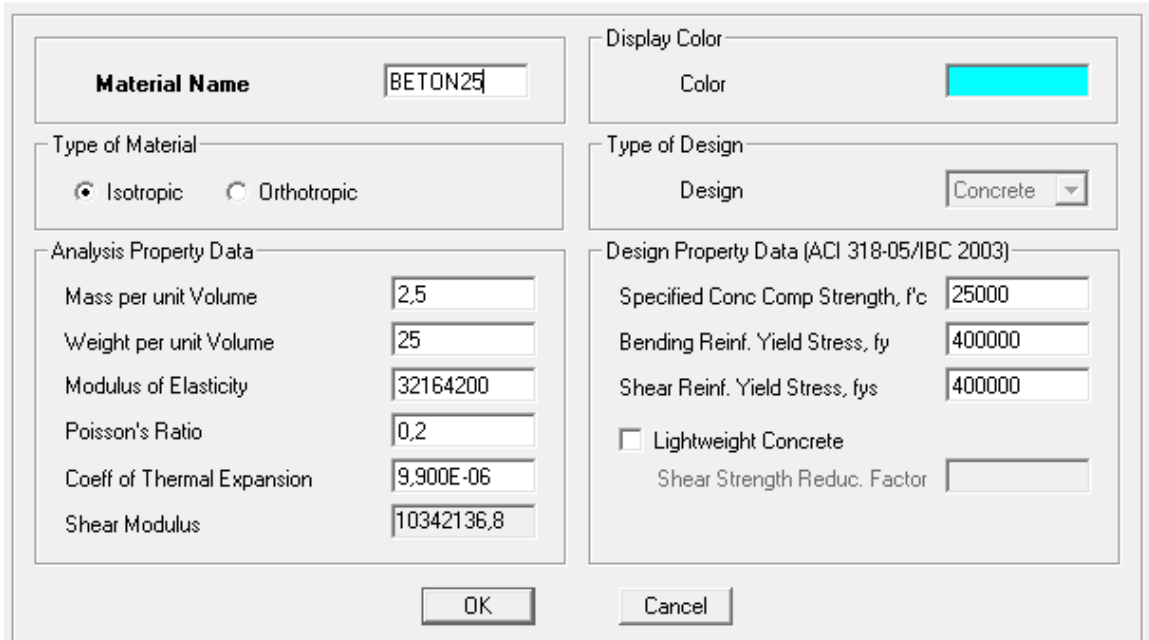


Figure IV.3. : Propriété du béton.

Où :

- « Mass per unit Volume » : Masse par unité de volume (masse volumique) = $2,5 \text{KN} / \text{m}^3$.


Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

- « Weight per unit Volume » : Poids par unité de volume (poids volumique) = $25\text{KN}/\text{m}^3$.
- « Module of Elasticity » : Module d'élasticité = $32164200\text{ KN}/\text{m}^2$.
- « Poisson's Ratio » : Coefficient de poisson = 0,2.
- « Coeff oh Thermal Expansion » : Gradient thermique (par défaut).
- « Shear Modulus » : Module de cisaillement .
- « Specifiend Conc Comp Strength, $f'c$ » : Résistance du béton à la compression = $25000\text{ KN}/\text{m}^2$.
- « Bending Reinf. Yield Stress, f_y » : Résistance de l'acier à la flexion = $400000\text{ KN}/\text{m}^2$.
- « Shear Reinf. Yield Stress, f_{ys} » : Résistance de l'acier au cisaillement = $400000\text{ KN}/\text{m}^2$.

Remarque :

Le Beton25 est utilisé pour toute la structure.

2. Caractéristiques géométriques des éléments :

Les caractéristiques géométriques des poteaux et des poutres sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « Define Frame Properties ». L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminement suivant « Define Frame Sections » ou bien en cliquant sur l'icône «Define Frame Section  ». La boîte de dialogue suivante apparaît :

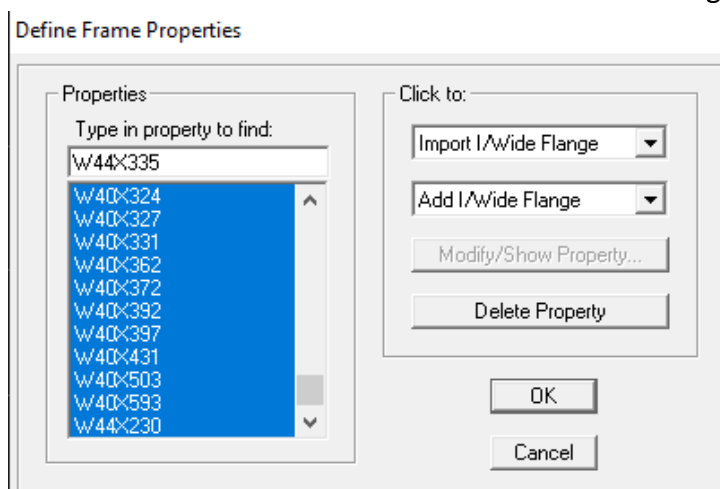
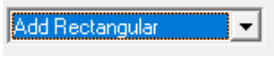


Figure IV.4. : Définition des éléments barres.

Pour retrouver facilement les sections ajoutées, il est préférable avant de commencer à introduire les nouvelles sections, de sélectionner toutes les sections déjà existantes (par défaut) et de cliquer sur « **Delete property** » pour toutes les supprimer.

- La commande « Import » permet d'importer une section préalablement définie.
- La commande « Add » permet d'ajouter une section tel que :

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS



Permet d'ajouter une section rectangulaire (poteaux et poutres).

Remarque :

L'axe local de chaque élément est à prendre en compte tel que :

- **Cas des éléments verticaux (poteaux)**

La direction positive de l'axe local 1 coïncide avec l'axe Z, la couleur de cet axe est rouge. La direction positive de l'axe local 2 coïncide avec l'axe global X, la couleur de cet axe est blanche. La direction positive de l'axe 3 est basée sur la théorie de la main droite puisque la direction des deux premiers est connue, sa couleur est bleue.

- **Cas des éléments horizontaux (poutres)**

La direction positive de l'axe local 1 coïncide avec l'axe global positif X ou Y, selon la position de l'élément dans la structure, la couleur de cet axe est rouge. La direction positive de l'axe local 2 coïncide avec l'axe global Z, la couleur de cet axe est blanche. La direction positive de l'axe local 3 est basée sur la théorie de la main droite puisque la direction des deux premiers est connue, sa couleur est bleue.

Exemples :

- **Poteaux :**

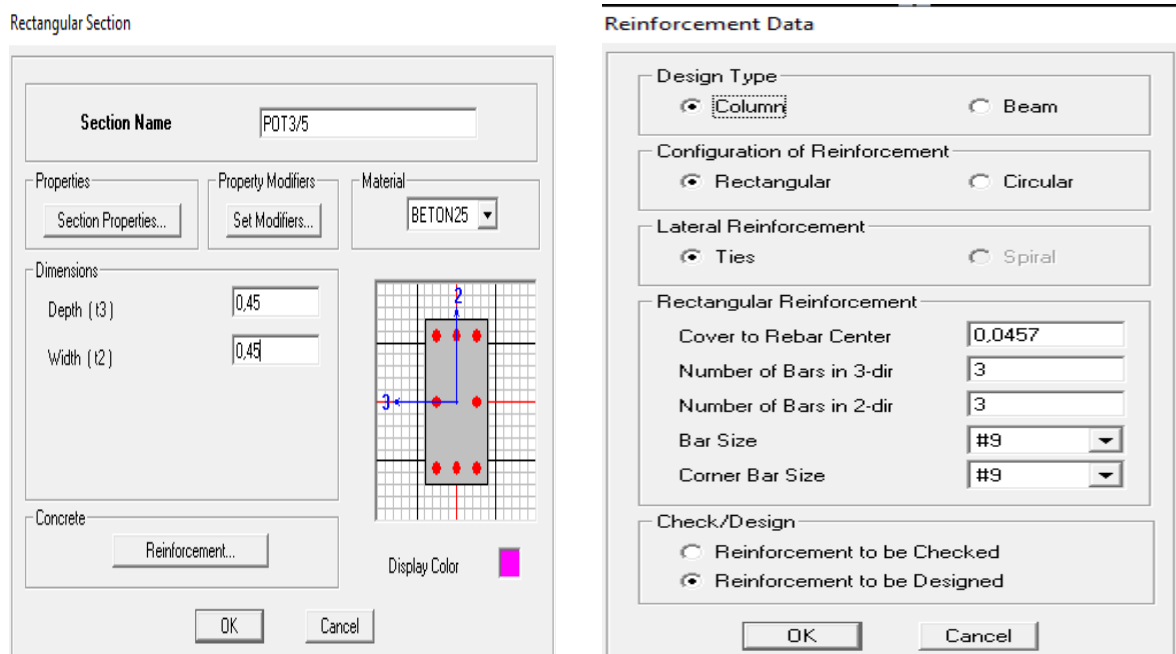


Figure IV.5. : Propriétés des poteaux.

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

- Poutres :

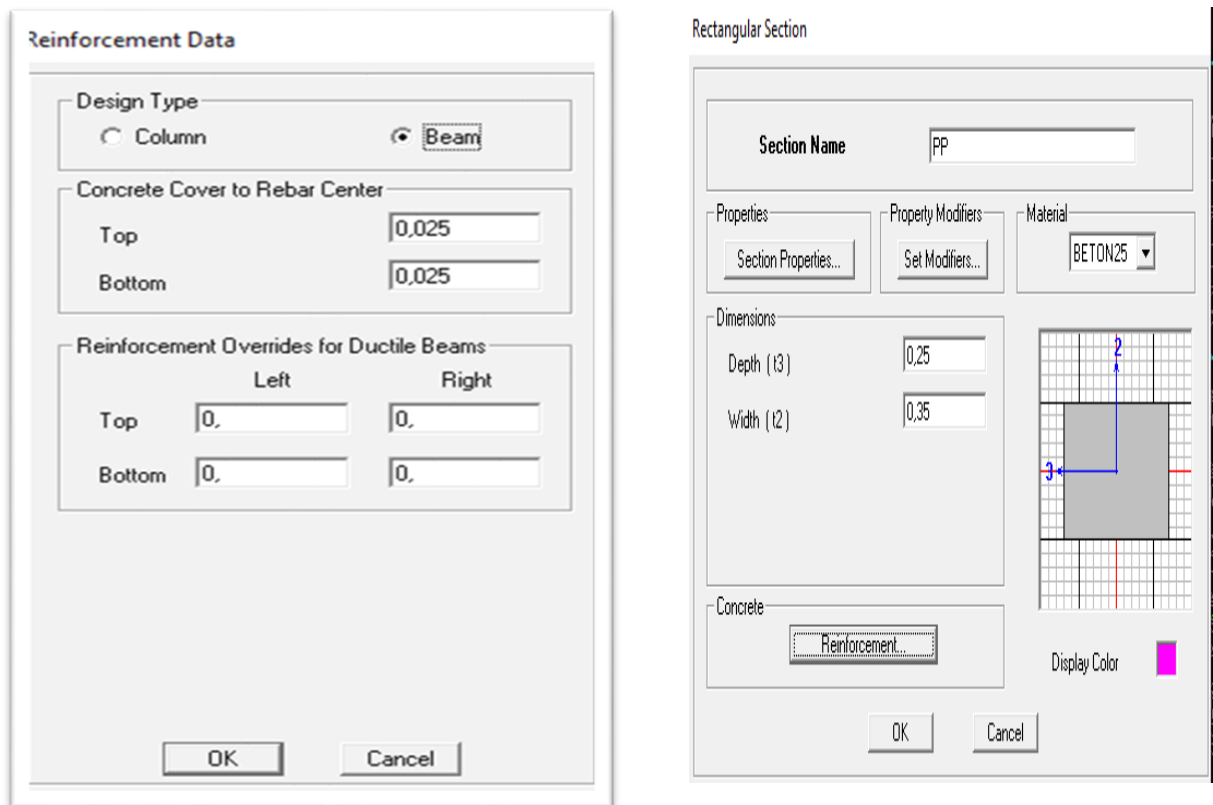



Figure IV.6. : Propriétés des poutres.

Les caractéristiques géométriques des planchers en corps creux, des dalles pleines et des voiles sont définies dans la boîte de dialogue intitulée « Define Wall/Slab/Deck Sections ».

L'utilisateur peut y accéder soit par le cheminements suivant « **Define → Wall/Slab/Deck Section** » ou bien en cliquant sur l'icône . La boîte de dialogue suivante apparaît.

Pour ajouter un élément, il suffit de sélectionner soit « **Add New Slab** » tel que :

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

- Pour les dalles pleines :

Wall/Slab Section

Section Name: DP15

Material: BETON25

Thickness:

- Membrane: 0,15
- Bending: 0,15

Type:

- Shell
- Membrane
- Plate
- Thick Plate

Load Distribution:

- Use Special One-Way Load Distribution

Buttons: Set Modifiers..., Display Color , OK, Cancel

Wall/Slab Section

Section Name: DP20

Material: BETON25

Thickness:

- Membrane: 0,20
- Bending: 0,20

Type:

- Shell
- Membrane
- Plate
- Thick Plate

Load Distribution:

- Use Special One-Way Load Distribution

Buttons: Set Modifiers..., Display Color , OK, Cancel

- Planchers corps creux :

Wall/Slab Section

Section Name: PEC

Material: BETON25

Thickness:

- Membrane: 0,000001
- Bending: 0,000001

Type:

- Shell
- Membrane
- Plate
- Thick Plate

Load Distribution:

- Use Special One-Way Load Distribution

Buttons: Set Modifiers..., Display Color , OK, Cancel

Figure IV.7. : Propriétés des planchers.

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

- Pour les voiles :

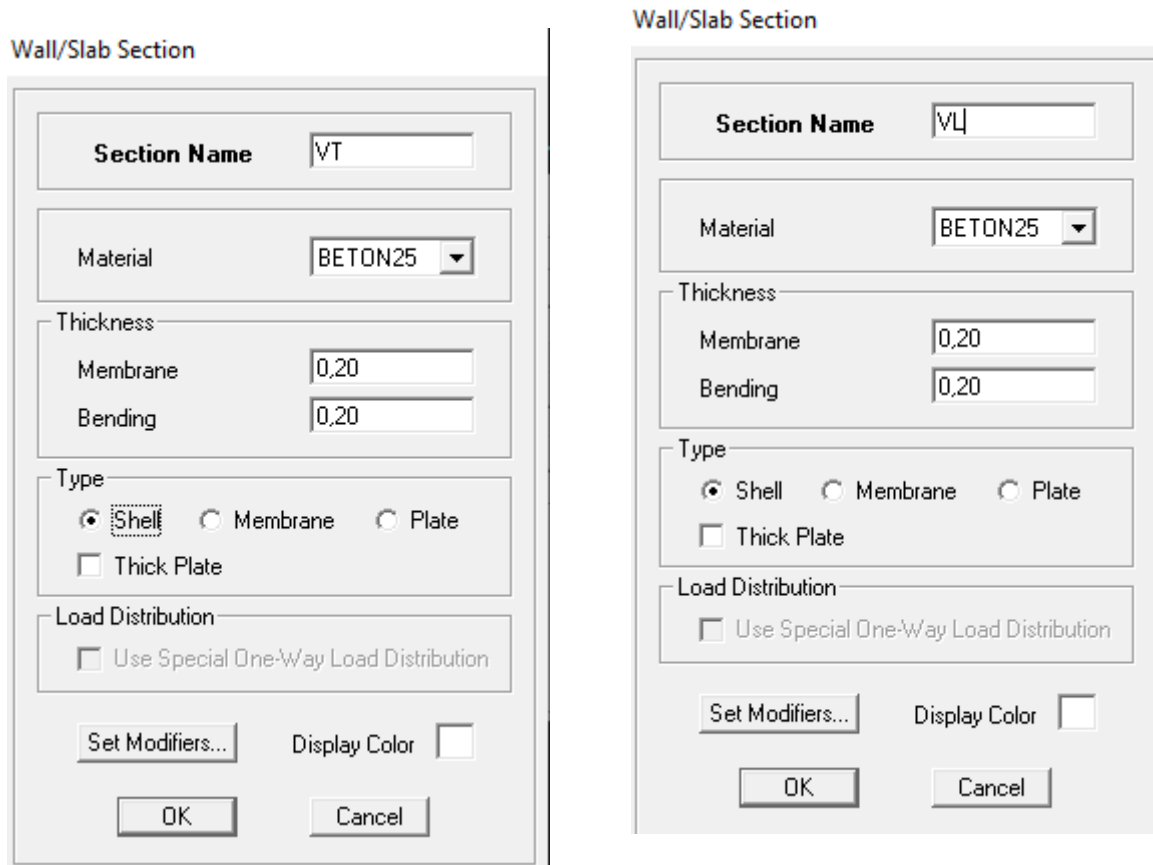



Figure IV.8. : Propriétés des voiles.



- Dessin des éléments de la structure :

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

- Pour les poteaux :


On clique sur l'icône  une fenêtre s'affiche (propriétés of Object) → None on choisit le nom de la section (POT3/5 par exemple) et on valide.

- Pour les poutres et les voiles :

De même que pour les poteaux sauf qu'on clique cette fois sur l'icône  pour les poutres et sur  pour les voiles.

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

- Pour les planchers et dalle pleine :

On clique sur le bouton  Une fenêtre s'affiche (**propertés of Object**) → Non on choisit le nom de la section à insérer (pec par exemple) et on valide en dessinant.

Enfin, on obtient la structure suivante :

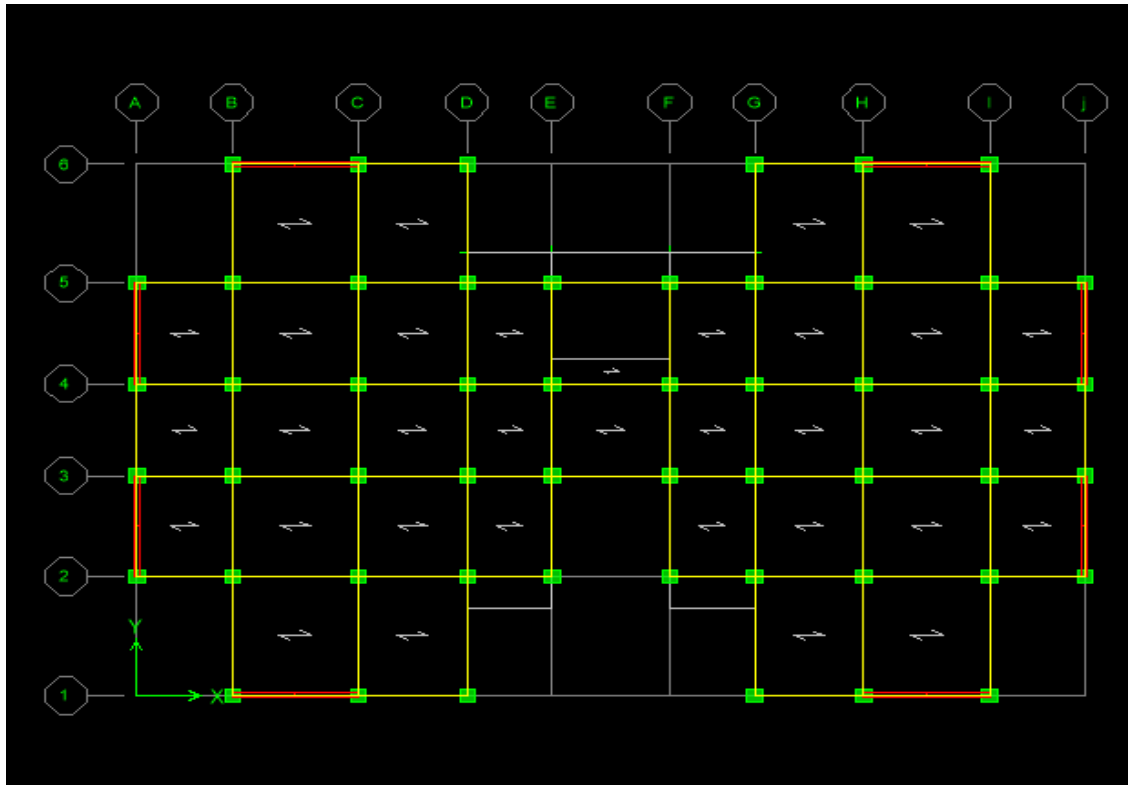



Figure IV.9. : Plan étage courant.

Après avoir terminé l'étape de l'introduction des différents éléments structuraux, on doit définir les appuis et encastre les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne tous les nœuds à la base et on clique sur l'icône  la fenêtre ci-après s'affichera :

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

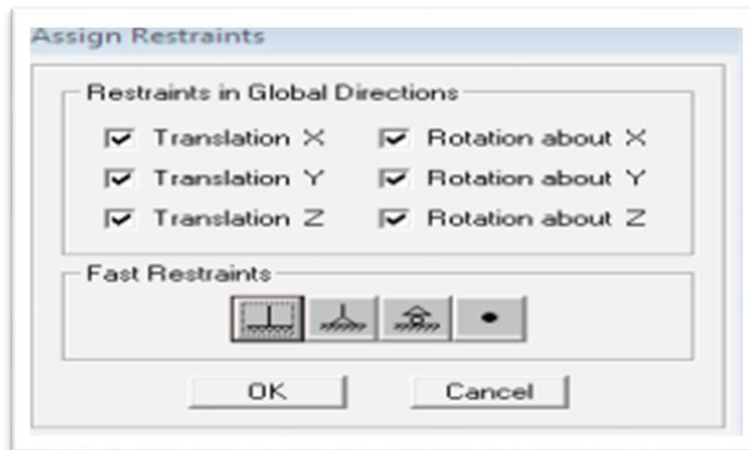



Figure IV.10. : Encastrement des nœuds.

On bloque toutes les translations et les rotations et on valide.

3. Introduction des charges statiques et dynamiques :

a. Définition des charges statiques (G, Q) :

La méthode à suivre afin de tenir compte du poids propre de la structure est la suivante → « **Define** → **Static Load Cases** » ou en utilisant l'icône « **Static Load Cases**  ». Une boîte de dialogue intitulée « **Define Static Load Cases Names** » apparaît tel que les paramètres doivent être définies comme suit :

Load Combination Data

Case Name	Scale Factor
DEAD Static Load	1
DEAD Static Load	1
LIVE Static Load	0


Figure IV.11. : Définition des combinaisons statiques.

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

b. Charges dynamiques (Sismiques) :

L'introduction du chargement dynamique (sismique) passe par trois principales étapes :

- **1ère étape : Définition du spectre de réponse**

Le spectre de réponse est défini grâce à l'application  RPA99-2003 externe qui permet d'établir ce spectre sous forme de graphique ou de fichier texte en fonction des différents paramètres de la structure (Zone, groupe d'usage, Coefficient de comportement, Facteur de qualité Q, Remplissage et Site d'implantation). Après avoir été établie, le spectre de réponse est enregistré sous forme de fichier texte pour être importé dans ETABS par la suite.

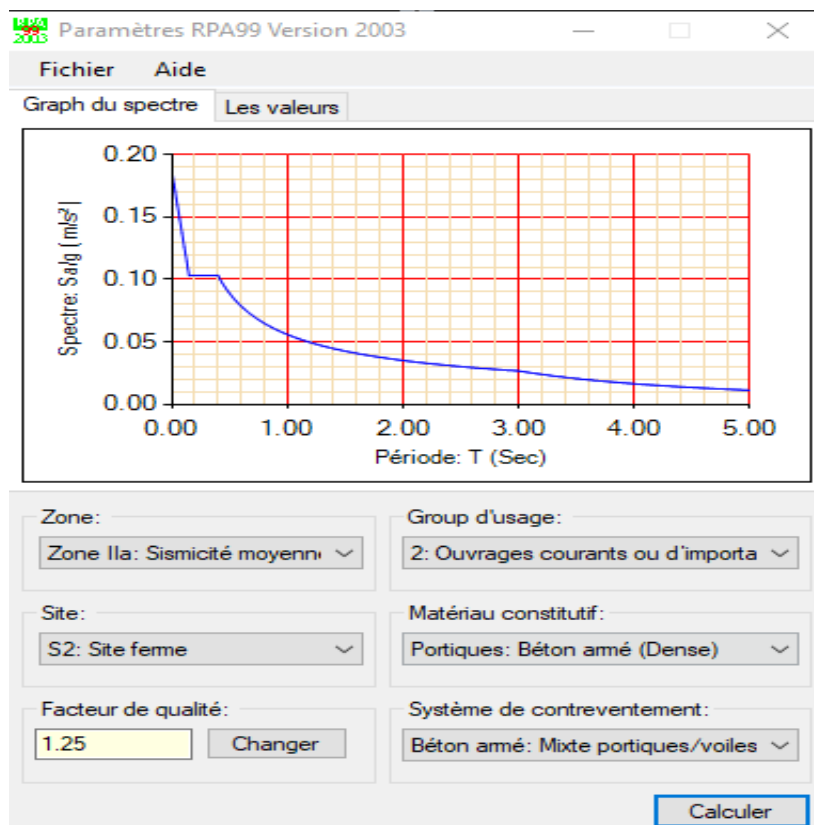



Figure IV.12. : Spectre de réponse.

- **2ème étape : Introduction du spectre**

L'introduction du spectre de réponse dans ETABS se fait suivant le cheminement suivant « **Define → Response Spectrum Functions** » ou grâce à l'icône « **Response Spectrum Functions**  » tel que les étapes suivantes le montrent.

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

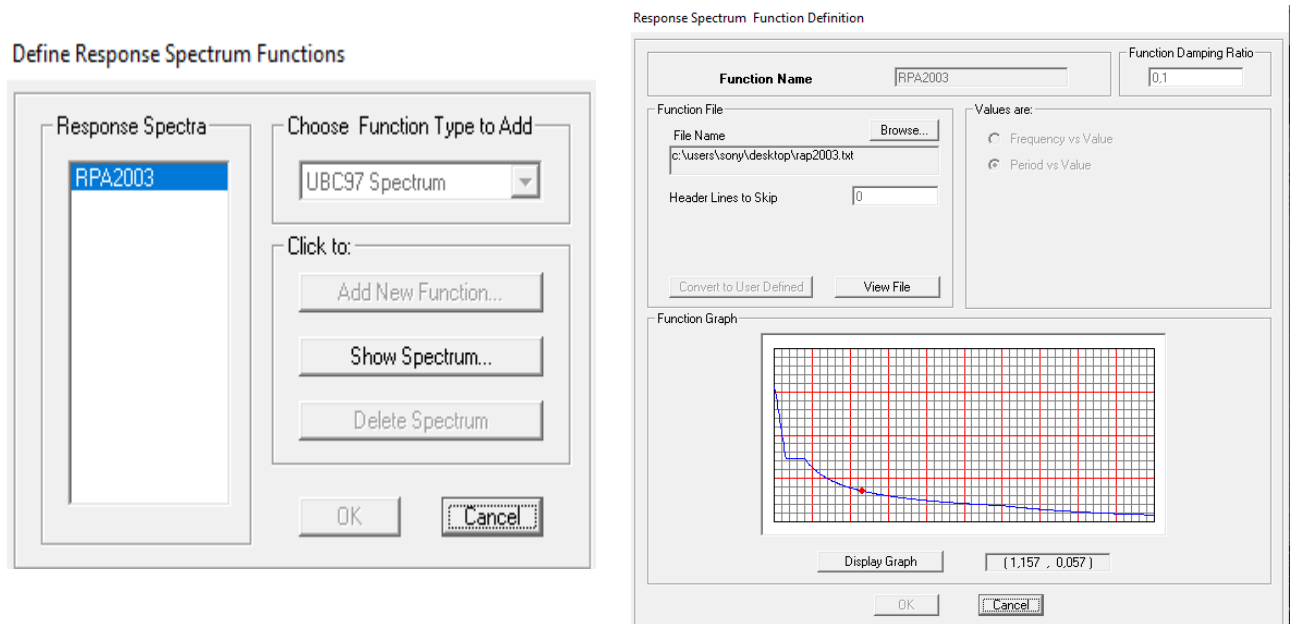

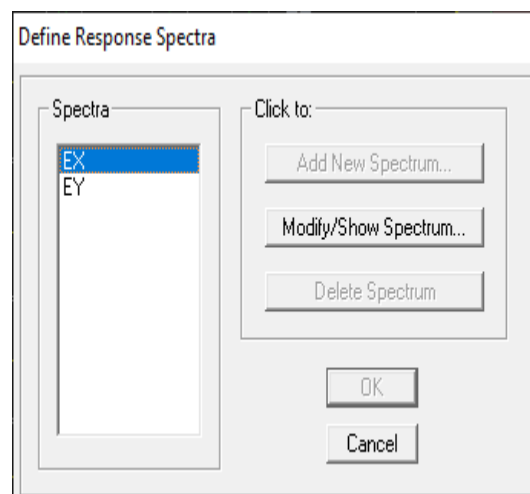


Figure IV.13. : Introduction du spectre de réponse.

- **3ème étape : Définir la charge sismique**

Le séisme est défini par deux composantes horizontales suivant les axes X et Y et une composante verticale suivant l'axe Z (Négligée en Algérie). L'introduction de ces composantes se fait comme suit «Define → Response Spectrum Cases » ou bien avec l'icône « **Response Spectrum Cases**  » tel que les étapes à suivre sont les suivantes :



Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

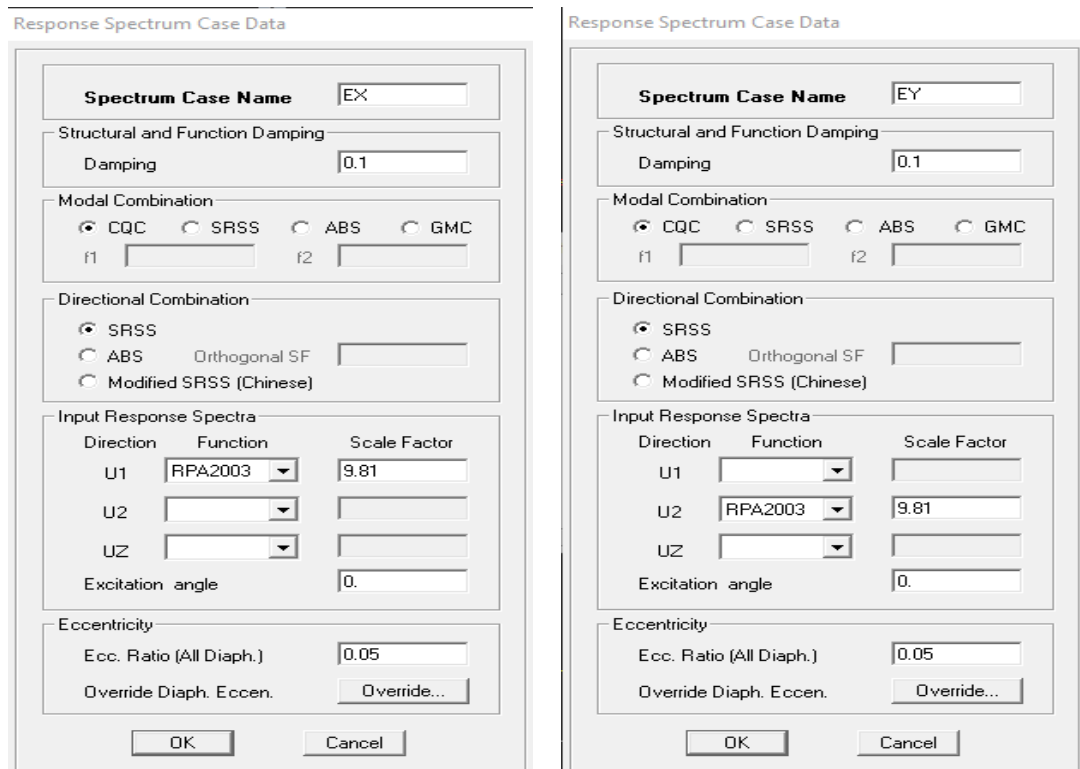


Figure IV.14. : Introduction des charges dynamiques.

c. Combinaisons de charges :

Il faut introduire les combinaisons de charges à l'ELU et l'ELS, les huit combinaisons de l'article 5.2 du RPA 99 et la combinaison poids de l'article 4.2.3 du RPA 99. Pour ce faire, il faut suivre le cheminement suivant « Define → Load Combinations » ou

en utilisant l'icône « Load Combinations  ».

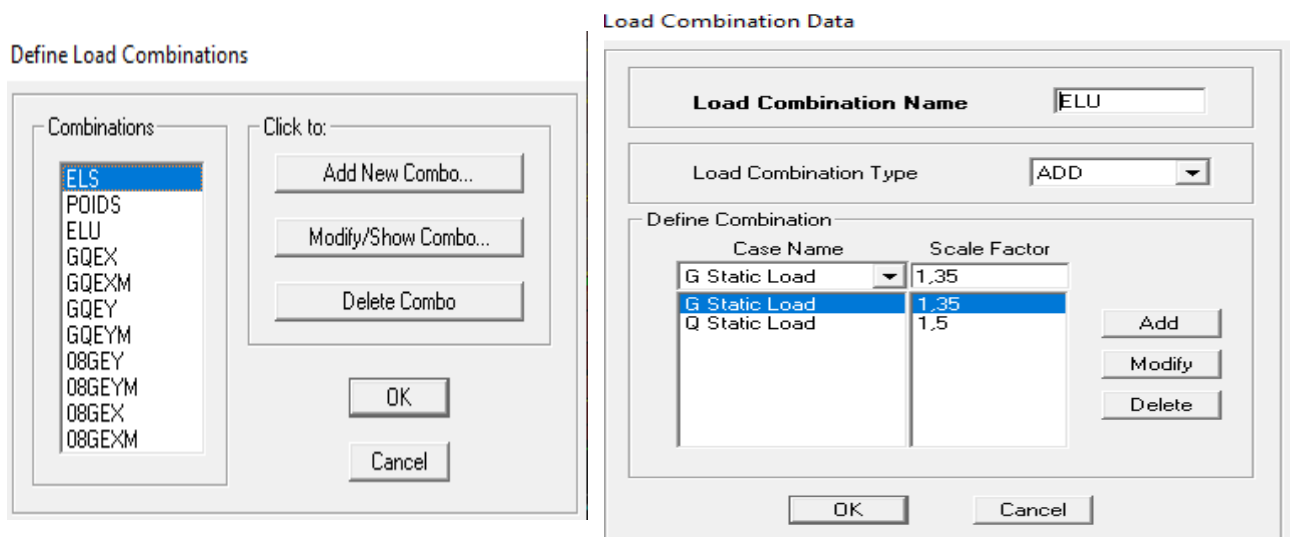



Figure IV.15. : Combinaisons des charges.

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

4. Définition du diaphragme :

Avant de définir le diaphragme, l'utilisateur doit d'abord spécifier la source de la masse « Mass source » pour se faire, la méthode utilisée est la suivante « **Define →**

Mass Source » ou en utilisant l'icône « **Define Mass Source**  » Puis :

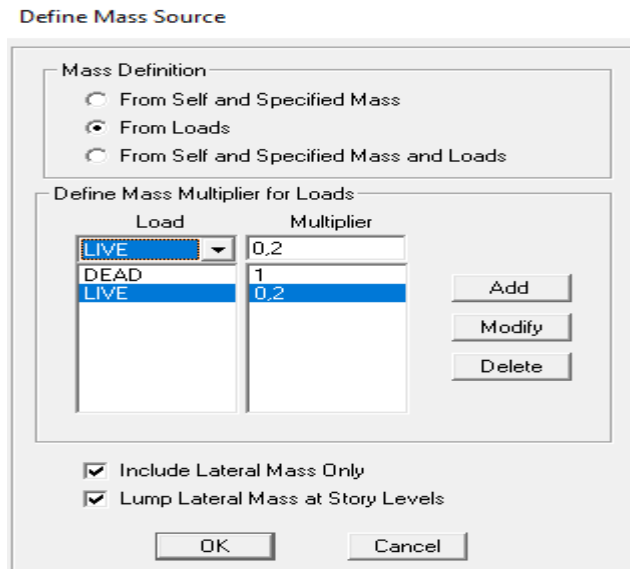



Figure IV.16. : Définition de la masse.

Le diaphragme est définie grâce aux instructions suivantes « **Define → Diaphragms** » ou avec l'icône « **Diaphragms**  ». Sélectionner ensuite « **Add New Diaphragm** » puis cocher « **Rigid** ».

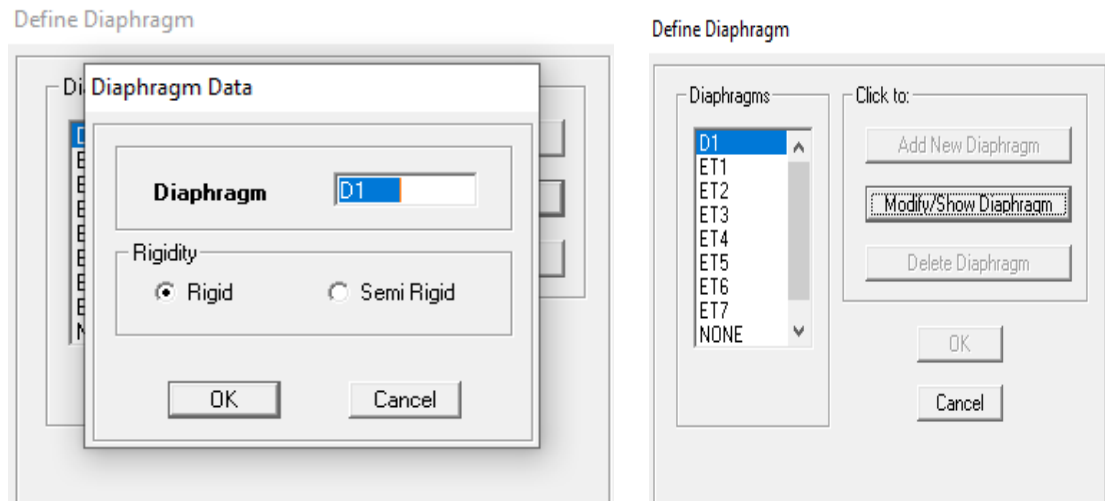



Figure IV.17. : Définition des diaphragmes.

Le logiciel définit automatiquement le «Nœud Maitre ». La dernière étape est de sélectionner tous les autres nœuds du plancher, et cliquer sur l'icône  puis sur le diaphragme déjà défini. L'utilisateur visualisera l'apparition de liaisons entre le « Nœud Maitre » et les « Nœuds Esclaves ».

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

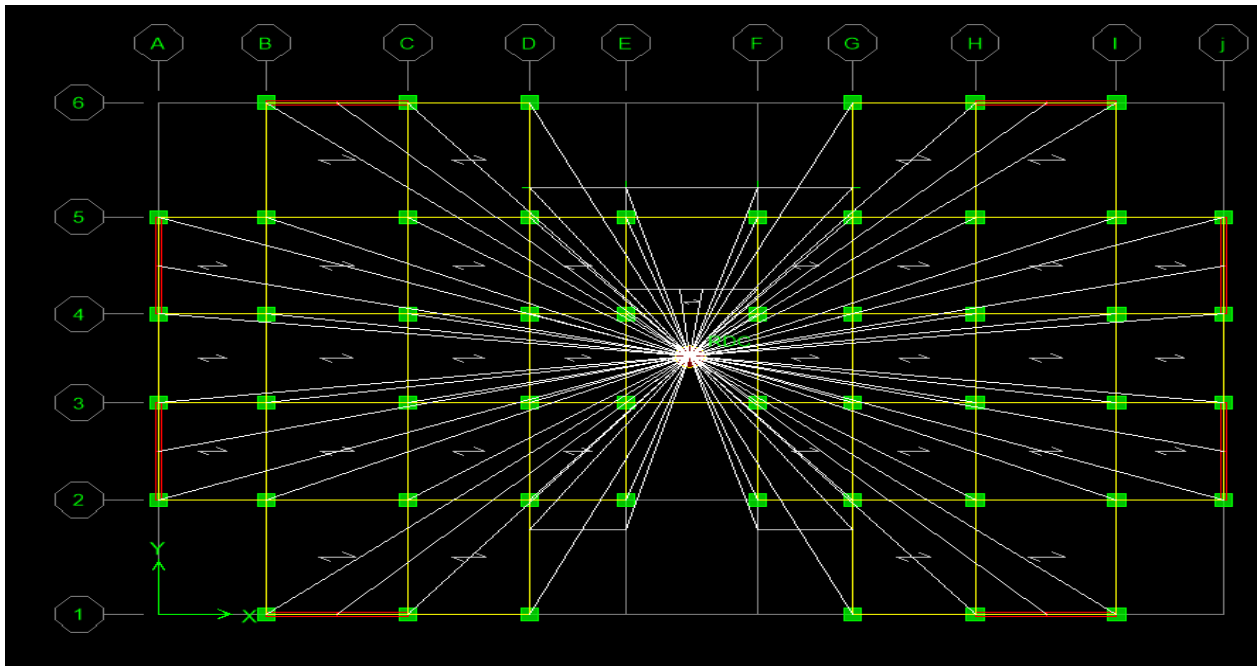


Figure IV.18. : Plan étage courant avec diaphragme.

5. Lancement de l'analyse

Le lancement de l'analyse se fait dans « **Analyze → Run Analysis** », à l'aide de l'icône « **Run Analysis** » ou avec la touche F5 du clavier.

6. Visualisation des résultats

Voici quelques instructions utiles lors du dimensionnement d'un bâtiment :

- « **Modal Participating Mass Ratios** » :

Permet de déduire le pourcentage de participation massique ainsi que la période propre de la structure. Pour y accéder, il faut suivre les étapes suivantes :

- « **Beam Forces** »

Permet de déduire les efforts internes (Moments et efforts tranchants) dans les poutres.

- « **Column Forces** »

Permet de déduire les efforts internes (Efforts normaux, moments et efforts tranchants) dans les poteaux.

- « **Points Displacements** »

Permet de déduire les déplacements absolus des différents étages.

Chapitre IV : Modélisation et présentation du logiciel ETABS

- « Story Shears »

Permet de déduire le poids propre des différents étages leurs efforts tranchants ainsi que les moments agissant sur ces derniers.

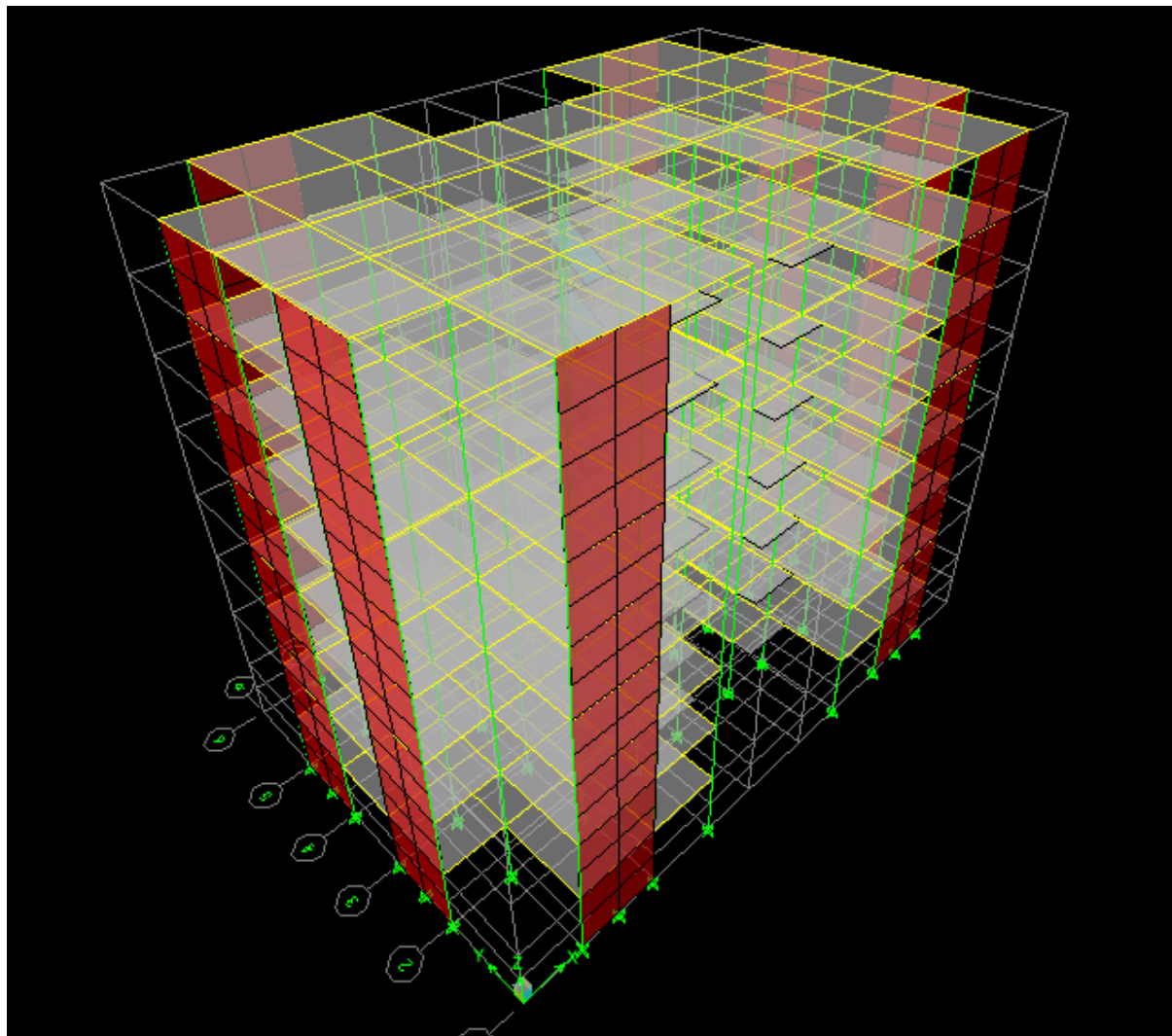


Figure IV.19. : Structure en 3D.

CHAPITRE V :

- **Vérifications et justifications des exigence**
-

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

Introduction :

Après avoir modéliser la structure, on passe à la vérification des résultats, afin de justifier le choix des données introduites, en respectant les différents articles **RPA** en vigueur.

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérifications de la période
- Justifications du système de contreventement
- L'effort tranchant à la base
- La participation de la masse modale
- Vérifications de l'effet de torsion (excentricité)
- Vérifications des déplacements relatifs
- Vérifications de l'effet de 2eme ordre (l'effet P- Δ)

V.1 Choix de la méthode de calcul (Art 4.1 RPA 99 version 2003) :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- Par la méthode statique équivalente
- Par la méthode d'analyse modale spectrale
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

V.1.1 Conditions d'applications de la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA 99 version 2003) :

Notre projet est un immeuble d'habitation (groupe d'usage 2) dans une zone **Ila** (Tizi Rached, Wilaya de Tizi Ouzou) avec une hauteur de 24.48m.

D'après l'article 4.1.2 du **RPA 99 version 2003** on ne peut pas appliquer la méthode statique équivalente car le projet dépasse la norme fixée pour la méthode statique équivalente qui est utilisable dans le cas de Zone II avec groupe 2 si la hauteur est inférieure à 7 niveaux ou 23m.

Donc on utilisera la **méthode modale spectrale**.

V.1.2 Méthode modale spectrale (Art 4.3 RPA 99 version 2003) :

- **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

- **Classifications de l'ouvrage :**

Notre projet est un bâtiment d'usage a habitation avec une hauteur de 24.48m.

24.48m < 48m → d'après le **RPA** nous sommes dans un **groupe d'usage 2**.

Notre projet est également implanté à Tizi Rached (wilaya de Tizi Ouzou), avec un sol ferme (**catégorie S2**)

- **Spectre de réponse :**

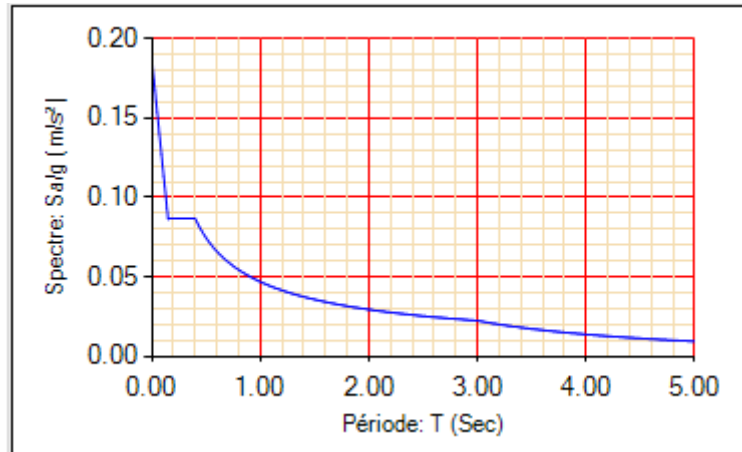


Figure V.1.1 : Spectre de réponse.

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

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

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1) (RPA 99 / 2003) → **A = 0, 15 (Groupe d'usage 2 ; zone IIa)**.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \rightarrow Q : \text{facteur de qualité (tableau 4.4) (RPA 99 / 2003)}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2) (RPA 99 / 2003) **ξ = 10%** (Voiles ou murs).

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3) (RPA 99 / version 2003) → **R = 5** (Mixte portique/voiles avec interactions).

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (tableau 4.7) (RPA 99 / 2003) (**T1 = 0, 15 et T2 = 0, 40 Site S2**)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) (RPA 99 / 2003)

Critères	P _q (pénalité)
Conditions minimale sur les files de contreventements	0.05
Redondances en plan	0
Régularité en plan	0.05
Régularité en élévation	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05
Contrôle de qualité d'exécutions	0.10
$Q = 1 + \sum P_q$	1.25

Tableau V.1.1 : Conditions de facteur de qualité.

V.2 Interprétations des résultats et vérifications :

V.2.1 Justifications du système de contreventement :

On doit déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les poteaux et les voiles pour déterminer et justifier notre valeur de R à considérer.

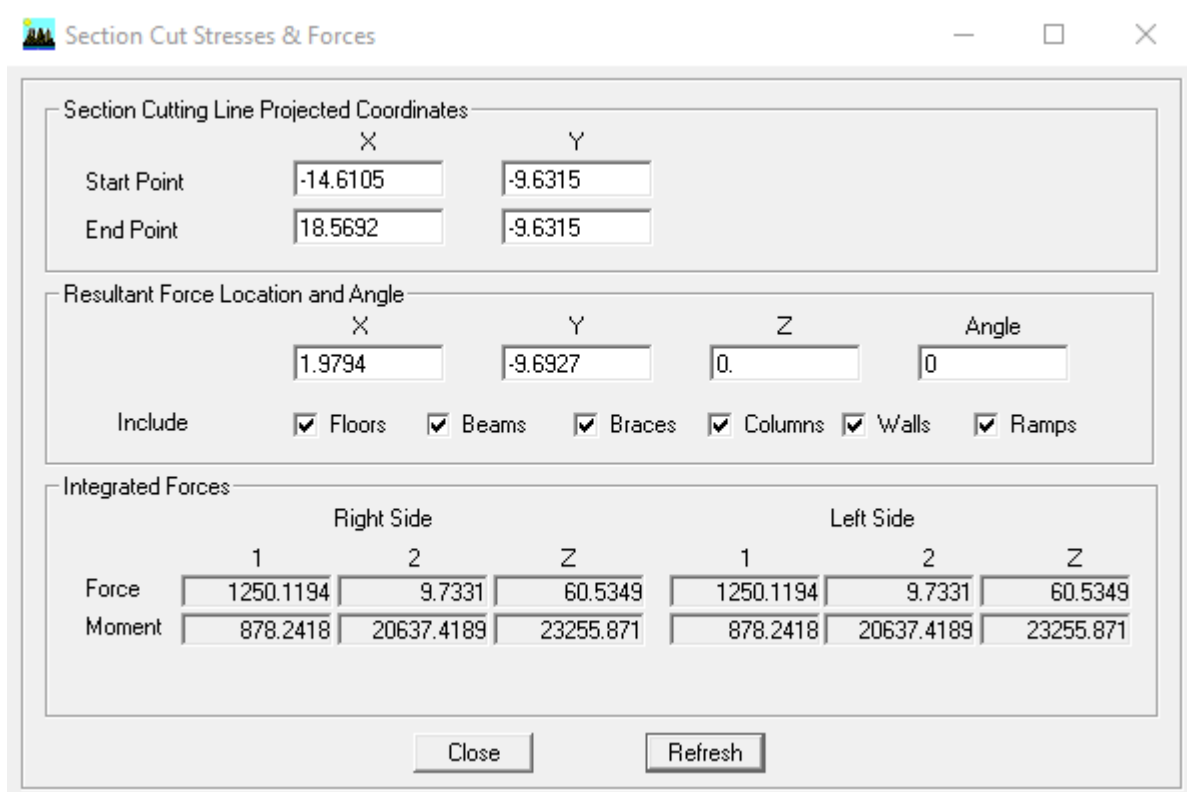


Figure V.1.2 : Distribution des charges.

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

Ainsi on a nos efforts pour chaque type de chargement et il suffira ensuite de faire un calcul manuel

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-14.6105	-9.6315
End Point	18.5692	-9.6315

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	1.9794	-9.6927	0.	0

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	909.9382	8.1115	12.2163	909.9382	8.1115	12.2163
Moment	1570.2929	8020.914	16861.7943	1570.2929	8020.914	16861.7943

Close Refresh

Figure V.1.3 : Distribution des charges pour les voiles.

- **Tableaux récapitulatifs des résultats :**

	Forces reprises par voiles et portiques		Forces reprises par portiques		Forces reprises par voiles	
	KN	%	KN	%	KN	%
Unité						
ELU	48866.85	100	40085.48	82.03	8781.37	17.97
EX	1456.61	100	388.63	26.68	1067.98	73.32
EY	1497.16	100	434.18	29	1062.98	71

TableauV.2.1 : Tableaux récapitulatifs des efforts repris par voiles et portiques

- **Conclusion :**

D'après ces résultats nous remarquons que les voiles reprennent moins de 20% des efforts verticaux mais reprennent la majorité des efforts horizontaux EX et EY.

D'après l'article 3.4 du **RPA 99/2003** notre coefficient de comportement est bien **R=5 (Mixte portiques/voiles avec interaction)**

V.2.2 Vérifications de la période empirique :

- **Calcul de la période empirique :**

$$T = C_T \times (H_n)^{3/4}$$

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

Avec :

H_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$$T_1 = 0.050 \times (24.48)^{3/4} = 0.550s$$

On majore de 30% :

$$T_{maj} = 0.550 \times 1.3 = 0.715s$$

➤ Détermination de la période avec ETABS :

Les différents résultats, mode, et période sont donnés dans le tableau suivant :

	Mode	Period	UX	UY	SumUZ	RZ	SumRZ
▶	1	0.642861	67.0763	0.0068	0.0000	0.0087	0.0087
	2	0.618655	0.0067	68.1278	0.0000	0.0002	0.0088
	3	0.451805	0.0090	0.0002	0.0000	66.4986	66.5074
	4	0.151026	0.0061	18.7605	0.0000	0.0000	66.5075
	5	0.146379	19.8211	0.0053	0.0000	0.0000	66.5075
	6	0.098186	0.0001	0.0000	0.0000	20.3146	86.8221
	7	0.066649	0.0006	7.0578	0.0000	0.0000	86.8221
	8	0.063375	7.1689	0.0006	0.0000	0.0001	86.8222
	9	0.041933	0.0002	0.0000	0.0000	7.2952	94.1174
	10	0.040446	0.0001	3.3151	0.0000	0.0000	94.1174
	11	0.038531	3.2828	0.0002	0.0000	0.0002	94.1176
	12	0.028936	0.0000	1.5627	0.0000	0.0000	94.1176
	13	0.027676	1.5128	0.0000	0.0000	0.0000	94.1177
	14	0.025406	0.0001	0.0000	0.0000	3.3462	97.4638
	15	0.023105	0.0000	0.7267	0.0000	0.0000	97.4639
	16	0.022171	0.6995	0.0000	0.0000	0.0001	97.4639
	17	0.019945	0.0000	0.3112	0.0000	0.0000	97.4639
	18	0.019199	0.2974	0.0000	0.0000	0.0000	97.4639
	19	0.018332	0.0000	0.1101	0.0000	0.0001	97.4641
	20	0.018229	0.0000	0.0000	0.0000	1.5188	98.9829
	21	0.017676	0.0991	0.0000	0.0000	0.0000	98.9829
	22	0.014613	0.0000	0.0000	0.0000	0.6828	99.6657
	23	0.012691	0.0000	0.0000	0.0000	0.2654	99.9311
	24	0.011715	0.0000	0.0000	0.0000	0.0646	99.9958

Tableau V.2.2 : Tableaux récapitulatifs des période et masses cumulées.

Et notre $T_{etabs} = 0.642s$ elle inférieure a $T_{maj} = 0.715s$

Donc la **période est vérifiée.**

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

V.2.3 La participation de la masse (Art 4.3.4 RPA 99/2003) :

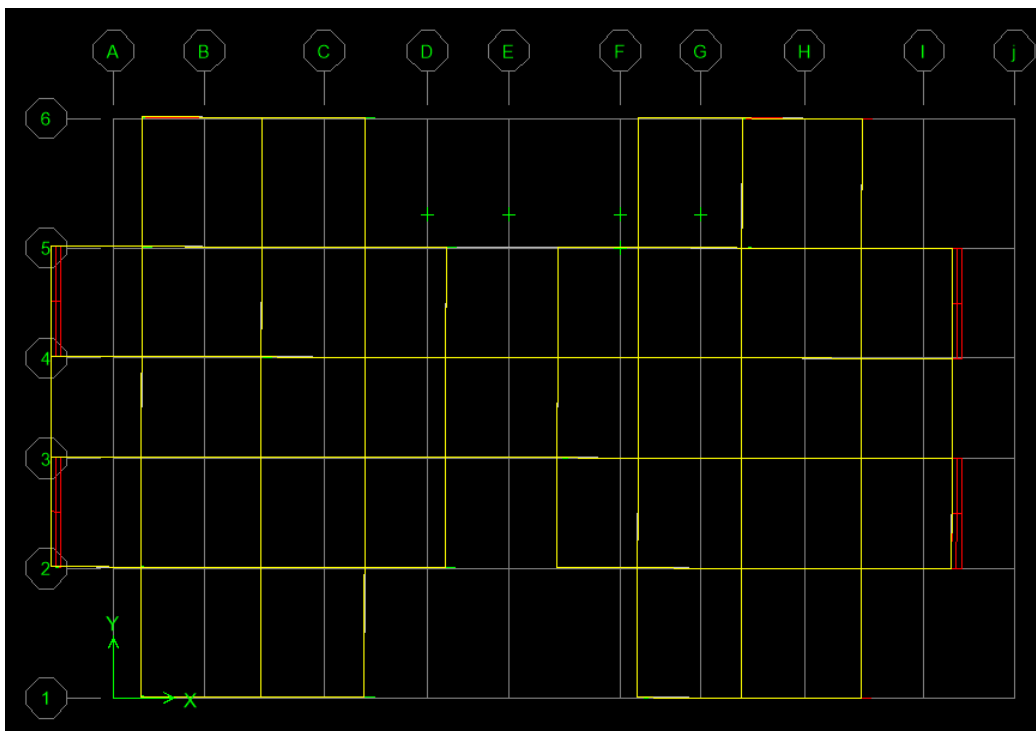
Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Comme on le constate à partir du tableau V.2.2 :

Le pourcentage de masse cumulée est atteint au 9ème mode (dépassé 90% pour UX, UY et RZ)

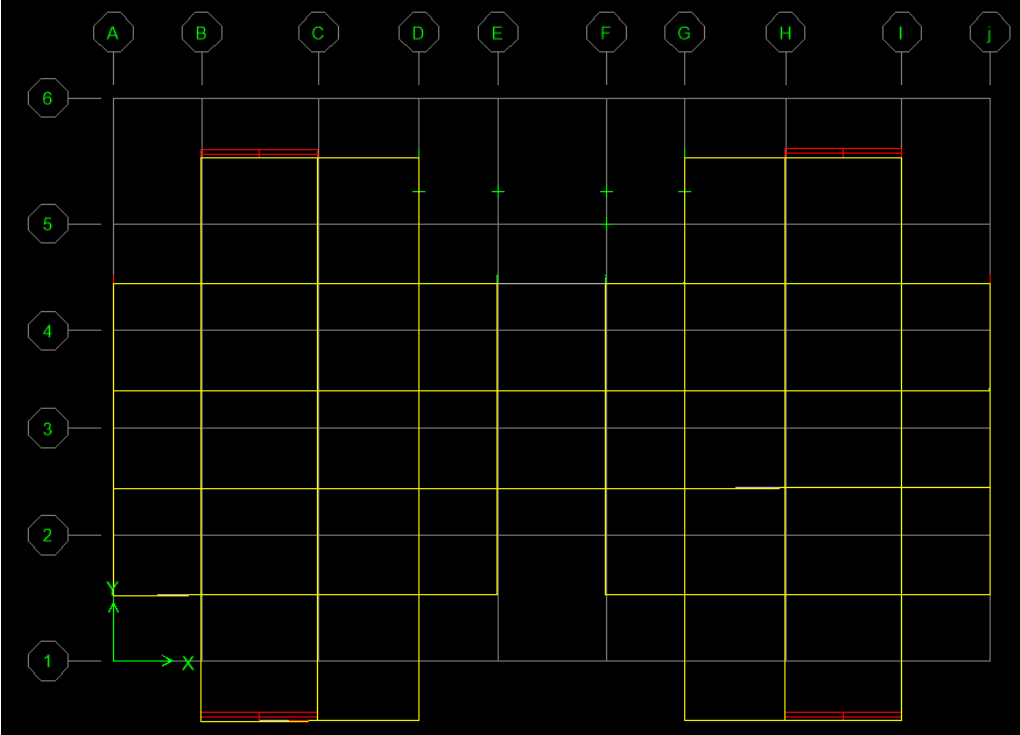
- **Vérifications translation :**
 - Mode 1 : $U_x=67.07\%$ → translation sur X-X
 - Mode 2 : $U_y=68.12\%$ → translation sur Y-Y
 - Mode 3 : $U_z=66.49\%$ → rotation sur Z-Z

Donc la condition est vérifiée.



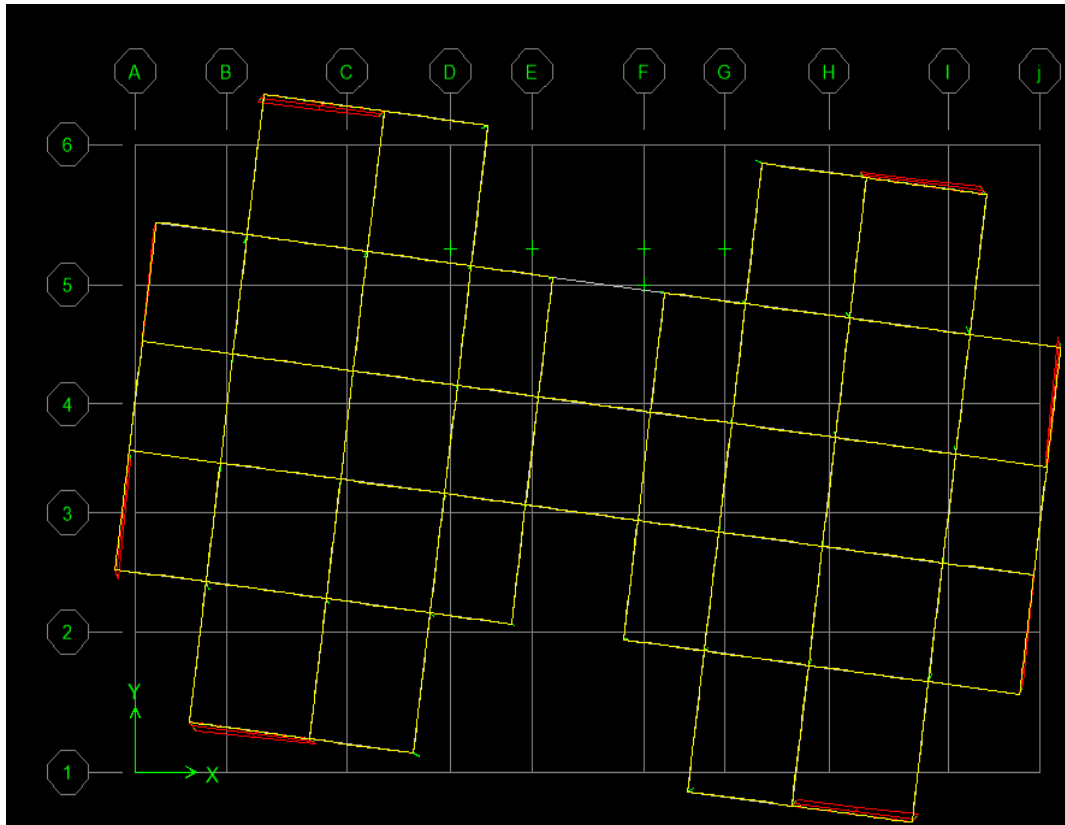
Mode 1 : translation selon X-X.

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA



Mode 2 : translation selon Y-Y.

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA



Mode 3 : rotation selon Z-Z.

V.2.3 Vérifications de l'excentricité (Art 4.3.4 RPA 99/2003) :

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ avec L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique devra être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier donc que :

$$|C_{Mx} - C_{Rx}| \leq 5\% L_x$$

$$|C_{My} - C_{Ry}| \leq 5\% L_y$$

Avec :

CM : centre de masse

CR : centre de rigidité

➤ **Excentricité calculé :**

$$e_x \leq 5\%L_x = 0.05 \times 27.84 = 1.392m$$

$$e_y \leq 5\%L_y = 0.05 \times 17.89 = 0.894m$$

Les résultats de centre de masse et de rigidité dans les différents étages selon les deux directions x et y sont tirés et sont représentés dans le tableau :

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

	Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCCM	YCCM	XCR	YCR
▶	RDC	RDC	13.888	9.008	13.888	9.008	13.904	8.992
	ET1	ET1	13.888	9.001	13.888	9.001	13.913	9.016
	ET2	ET2	13.887	9.002	13.887	9.002	13.915	9.046
	ET3	ET3	13.886	9.003	13.886	9.003	13.915	9.074
	ET4	ET4	13.886	9.003	13.886	9.003	13.915	9.097
	ET5	ET5	13.885	9.004	13.885	9.004	13.915	9.114
	ET6	ET6	13.881	8.971	13.881	8.971	13.913	9.124
	ET7	ET7	13.920	9.016	13.920	9.016	13.912	9.123

Tableau V.2.3 : Tableau des excentricités selon ETABS.

Ce qui nous donne :

Niveau	XCM	XCR	ex	5%Lx	observation
RDC	13.888	13.904	0.016	1.392	C.V
ET1	13.888	13.913	0.025	1.392	C.V
ET2	13.887	13.915	0.028	1.392	C.V
ET3	13.886	13.915	0.029	1.392	C.V
ET4	13.886	13.915	0.029	1.392	C.V
ET5	13.885	13.915	0.030	1.392	C.V
ET6	13.881	13.913	0.032	1.392	C.V
ET7	13.920	13.912	0.008	1.392	C.V

Tableau V.2.4 : Tableau de vérifications de l'excentricité suivant X-X.

Niveau	YCM	YCR	ey	5%Ly	observation
RDC	9.008	8.992	0.016	0.894	C.V
ET1	9.001	9.016	0.015	0.894	C.V
ET2	9.002	9.046	0.044	0.894	C.V
ET3	9.003	9.074	0.071	0.894	C.V
ET4	9.003	9.097	0.094	0.894	C.V
ET5	9.004	9.114	0.110	0.894	C.V
ET6	8.971	9.124	0.153	0.894	C.V
ET7	9.016	9.123	0.107	0.894	C.V

Tableau V.2.5 : Tableau de vérifications de l'excentricité suivant Y-Y.

On remarque que dans les deux sens les exigences RPA sont respectés pour l'excentricité

→ **Conditions vérifiées.**

V.2.4 Résultantes efforts sismiques à la base (Art 4.3.6 RPA 99/2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t (méthode modale spectrale) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t(MMS) > 0.8 V(MSE)$$

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

$$\text{Avec : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 du RPA) → A=0.15

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) → $T_2 = 0.40 \text{ s}$

T : La période fondamentale donnée par ETABS → T = 0,642 s

η : Facteur de correction d'amortissement → $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7$

avec $\varepsilon = 10\% \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0.763 \geq 0.7$

Nous avons donc $T_2 \leq T \leq 3.0s = 0.40s < 0.642 \text{ s} < 3.0s$

Donc : $D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} = 2.5(0.763) \left(\frac{0.40}{0.642}\right)^{2/3} = 1.39$

Q : facteur de qualité (tableau 4.4) (RPA 99 / 2003) → Q=1.05

R : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4.3) (RPA 99 / version 2003) → **R = 5** (Mixte portique/voiles avec interactions).

W : le poids de la structure donné par ETABS → W = 31264.40 KN

Alors :

$$V_{MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.40 \times 1.05}{5} \times 31264.40$$

$$V_{MSE} = 1378.76 \text{ KN}$$

➤ Détermination des efforts tranchant :

Les efforts tranchant dans les deux sens et selon les deux combinaisons **EX** et **EY** sont tirés de l'ETABS et donnés dans les 2 tableaux ci-dessous :

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET7	EX	Top	0.00	409.08	1.60	4036.209	0.000	0.000
	ET7	EX	Bottom	0.00	409.08	1.60	4036.209	4.901	1251.790
	ET6	EX	Top	0.00	663.12	2.35	6575.719	4.901	1251.790
	ET6	EX	Bottom	0.00	663.81	2.38	6583.961	11.718	3228.022
	ET5	EX	Top	0.00	865.49	2.87	8665.050	11.718	3228.022
	ET5	EX	Bottom	0.00	866.07	2.90	8672.101	19.727	5729.770
	ET4	EX	Top	0.00	1037.95	3.36	10478.124	19.727	5729.770
	ET4	EX	Bottom	0.00	1038.42	3.38	10483.771	28.799	8692.756
	ET3	EX	Top	0.00	1175.16	3.80	11968.828	28.799	8692.756
	ET3	EX	Bottom	0.00	1175.52	3.82	11973.131	38.928	12035.411
	ET2	EX	Top	0.00	1285.94	4.23	13235.076	38.928	12035.411
	ET2	EX	Bottom	0.00	1286.24	4.24	13238.538	50.103	15676.734
	ET1	EX	Top	0.00	1381.56	4.65	14384.791	50.103	15676.734
	ET1	EX	Bottom	0.00	1381.82	4.66	14387.703	62.353	19555.425
	RDC	EX	Top	0.00	1456.52	4.89	15332.161	62.353	19555.425
	RDC	EX	Bottom	0.00	1456.61	4.91	15332.734	75.547	23626.957

OK

Tableau V.2.6 : Tableau des efforts tranchant selon EX.

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
▶	ET7	EY	Top	0.00	1.52	411.14	6287.175	0.000	0.000
	ET7	EY	Bottom	0.00	1.52	411.14	6287.175	1258.080	4.638
	ET6	EY	Top	0.00	2.28	676.19	10418.502	1258.080	4.638
	ET6	EY	Bottom	0.00	2.27	676.92	10428.106	3273.679	11.351
	ET5	EY	Top	0.00	2.85	893.77	13886.064	3273.679	11.351
	ET5	EY	Bottom	0.00	2.85	894.38	13894.329	5869.874	19.295
	ET4	EY	Top	0.00	3.37	1078.05	16866.428	5869.874	19.295
	ET4	EY	Bottom	0.00	3.37	1078.55	16873.031	8976.144	28.473
	ET3	EY	Top	0.00	3.83	1221.82	19264.960	8976.144	28.473
	ET3	EY	Bottom	0.00	3.83	1222.20	19269.923	12492.473	38.806
	ET2	EY	Top	0.00	4.24	1333.77	21231.878	12492.473	38.806
	ET2	EY	Bottom	0.00	4.24	1334.06	21235.744	16318.991	50.203
	ET1	EY	Top	0.00	4.63	1426.25	22952.937	16318.991	50.203
	ET1	EY	Bottom	0.00	4.64	1426.49	22956.083	20377.921	62.607
	RDC	EY	Top	0.00	4.90	1497.06	24347.390	20377.921	62.607
	RDC	EY	Bottom	0.00	4.91	1497.16	24348.778	24614.324	75.869

OK

Tableau V.2.7 : Tableau des efforts tranchant selon EY.

Les efforts tranchant a la base sont :

$$V_x = 1456.61 \text{ KN}$$

$$V_y = 1497.16 \text{ KN}$$

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

- **Vérifications :**

$$V_x \geq 0.8V_{Mse} \rightarrow 1456.61 > 0.8 \times 1378.76 \rightarrow 1456.61 \text{ KN} > 1103 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V}$$

$$V_y \geq 0.8V_{Mse} \rightarrow 1497.16 > 0.8 \times 1378.76 \rightarrow 1497.16 \text{ KN} > 1103 \text{ KN} \rightarrow \text{C.V}$$

La condition de l'effort tranchant à la base est **vérifiée**.

V.2.5 Déplacements inter-étages (justification vis-à-vis des déformations) (Art 4.10 RPA 99/2003) :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

δ_{ek} : déplacement due au force sismiques

R : coefficient de comportement R=5

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

$$\Delta K = |\delta_k - \delta_{k-1}|$$

Les valeurs des déplacements relatifs déterminés sont données selon les deux combinaisons EX et EY et des différents étages et sont illustrés par les tableaux ci-dessous :

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	ET7	ET7	EX	0.0093	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00007
	ET6	ET6	EX	0.0079	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
	ET5	ET5	EX	0.0064	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	ET4	ET4	EX	0.0049	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	ET3	ET3	EX	0.0035	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00003
	ET2	ET2	EX	0.0022	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	ET1	ET1	EX	0.0011	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
	RDC	RDC	EX	0.0003	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Tableau V.2.8 : Tableau des déplacements relatifs selon EX depuis ETABS.

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

The screenshot shows a software window titled "Diaphragm CM Displacements" with a menu bar (Edit, View) and a dropdown menu. The main area contains a table with the following data:

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
	ET7	ET7	EY	0.0000	0.0089	0.0000	0.00000	0.00000	0.00009
	ET6	ET6	EY	0.0000	0.0076	0.0000	0.00000	0.00000	0.00008
	ET5	ET5	EY	0.0000	0.0062	0.0000	0.00000	0.00000	0.00006
	ET4	ET4	EY	0.0000	0.0048	0.0000	0.00000	0.00000	0.00005
	ET3	ET3	EY	0.0000	0.0034	0.0000	0.00000	0.00000	0.00004
	ET2	ET2	EY	0.0000	0.0022	0.0000	0.00000	0.00000	0.00002
	ET1	ET1	EY	0.0000	0.0011	0.0000	0.00000	0.00000	0.00001
	RDC	RDC	EY	0.0000	0.0004	0.0000	0.00000	0.00000	0.00000

Tableau V.2.9 : Tableau des déplacements relatifs selon EY depuis ETABS.

Niveau	Sens X-X					Sens Y-Y				
	δ_{ek}	δ_k	ΔK	1% H	obs	δ_{ek}	δ_k	ΔK	1% H	obs
ET7	0.0093	0.0465	0.007	0.0306	C.V	0.0089	0.0445	0.0065	0.0306	C.V
ET6	0.0079	0.0395	0.0075	0.0306	C.V	0.0076	0.038	0.007	0.0306	C.V
ET5	0.0064	0.032	0.0075	0.0306	C.V	0.0062	0.031	0.007	0.0306	C.V
ET4	0.0049	0.0245	0.007	0.0306	C.V	0.0048	0.024	0.007	0.0306	C.V
ET3	0.0035	0.0175	0.0065	0.0306	C.V	0.0034	0.017	0.006	0.0306	C.V
ET2	0.0022	0.011	0.0055	0.0306	C.V	0.0022	0.011	0.0055	0.0306	C.V
ET1	0.0011	0.0055	0.004	0.0306	C.V	0.0011	0.0055	0.0035	0.0306	C.V
RDC	0.0003	0.0015	0.0015	0.0306	C.V	0.0004	0.002	0.002	0.0306	C.V

Tableau V.2.10 : Tableau de vérifications des déplacements relatifs.

D'après nos résultats on conclut que la condition vis-à-vis de la déformation est **vérifiée**.

V.2.6 Vérifications par rapport à l'effet P- Δ (Effet du deuxième ordre) (Art 4.9 RPA 99/2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

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

$$P_k = \sum(WGi + \beta WQi)$$

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

V_k : Effort tranchant au niveau « k » = $\sum F_i$

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

h_k : Hauteur d'étage « k ».

Niveau	P_k	h_k	EX			EY		
			Δk	V_x	θ_x	Δk	V_y	θ_y
ET7	3809.48	3.06	0.007	409.08	0.021	0.0065	411.14	0.019
ET6	7531.30	3.06	0.0075	663.81	0.027	0.007	676.92	0.025
ET5	11402.28	3.06	0.0075	866.07	0.032	0.007	894.38	0.029
ET4	15273.27	3.06	0.007	1038.42	0.033	0.007	1078.05	0.032
ET3	19144.26	3.06	0.0065	1175.52	0.034	0.006	1222.20	0.030
ET2	23184.31	3.06	0.0055	1286.24	0.032	0.0055	1334.06	0.031
ET1	27224.37	3.06	0.004	1381.82	0.025	0.0035	1426.49	0.021
RDC	31264.40	3.06	0.0015	1456.61	0.010	0.002	1497.16	0.013

Tableau V.2.11 : Tableau de vérifications de l'effet P- Δ .

On conclut que θ_x et θ_y sont inférieurs à 0.10 et donc l'effet P- Δ est négligé.

Condition vérifiée.

V.2.7 L'effort normal réduit (Art 7.4.3.1 RPA 99/2003) :

Pour limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec :

N_d : Effort normal s'exerçant sur le poteau

B_c : l'aire de la section en béton

f_{c28} : résistance caractéristique du béton

On détermine l'effort normal à partir des résultats de l'ETABS :

Tout en choisissant les combinaisons ELU et les 8 combinaisons RPA

On obtient alors :

- Pour les poteaux 45×45 : $N_d=1215.94$ KN
- Pour les poteaux 40×40 : $N_d=738.62$ KN
- Pour les poteaux 35×35 : $N_d=289.33$ KN
- **Poteau 45×45 :**

$$v = \frac{1215.94}{(45 \times 45) \times 2.5} = 0.24 \leq 0.30$$

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

➤ Poteau 40×40 :

$$v = \frac{738.62}{(40 \times 40) \times 2.5} = 0.18 \leq 0.30$$

➤ Poteau 35×35 :

$$v = \frac{289.33}{(35 \times 35) \times 2.5} = 0.09 \leq 0.30$$

Conditions vérifiées.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure et affirmer que toutes les conditions exigées vis-à-vis du **RPA 99/2003** sont vérifiées ce qui nous permettra de passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

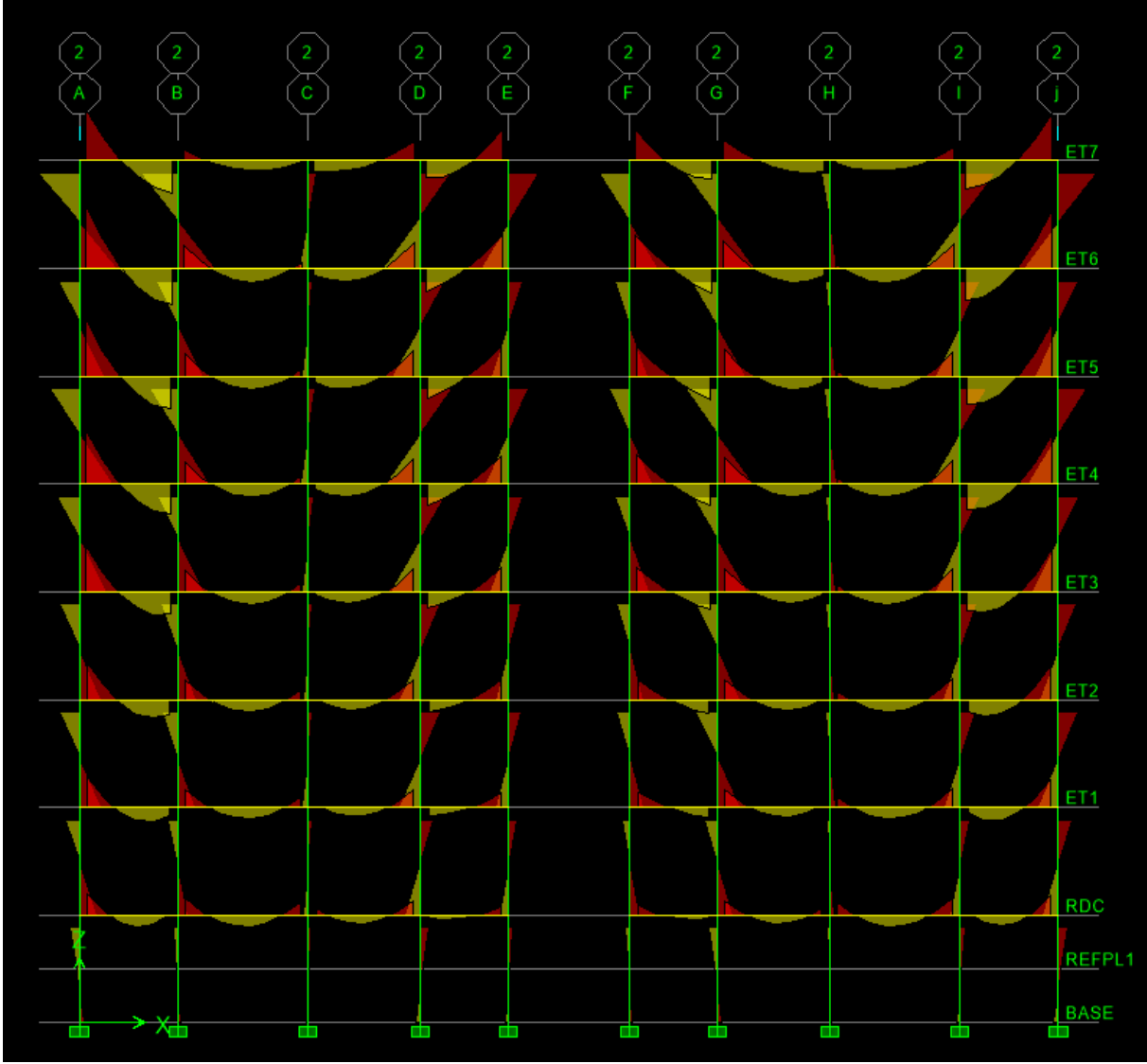


Figure V.1.4 : Diagramme des moments.

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

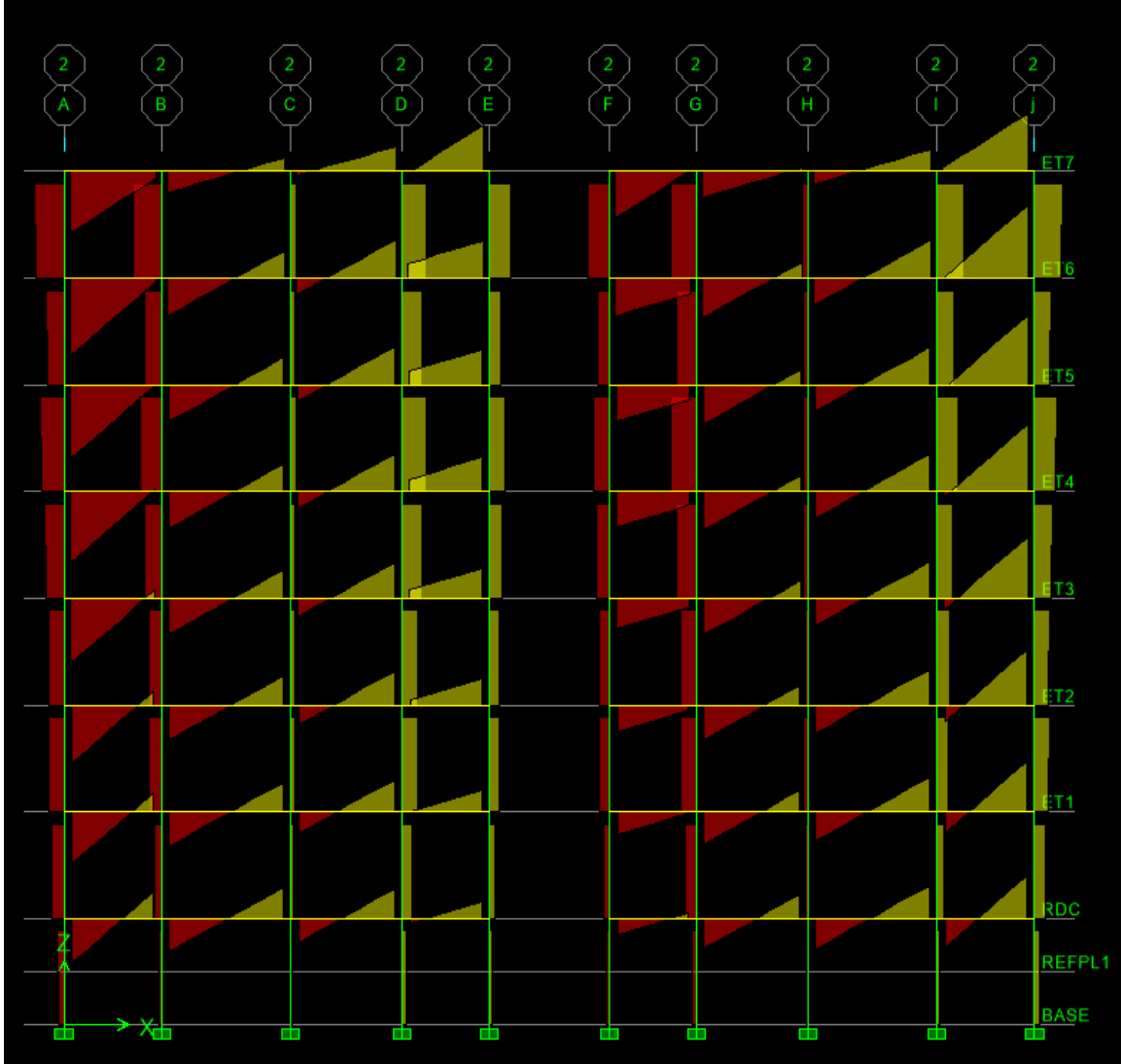


Figure V.1.5 : Diagramme des efforts tranchant.

Chapitre V : Vérifications et justifications des exigences RPA

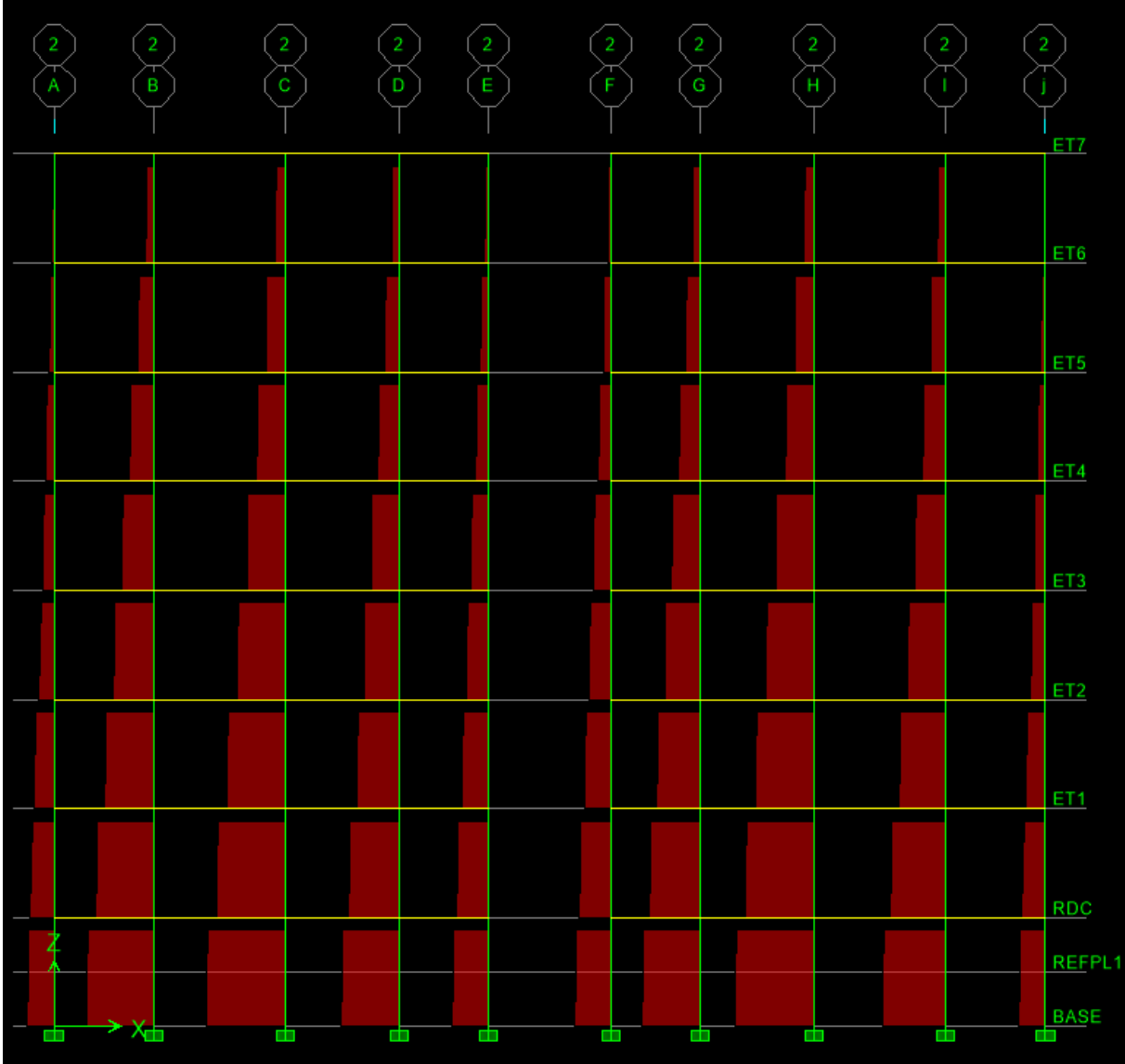


Figure V.1.5 : Diagramme des efforts normaux.

CHAPITRE VI :

- **Ferrailage des éléments structuraux**
-

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1 Ferrailage des poteaux :

VI.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui transmettent les charges de la bâtisse vers les fondations, les poteaux seront ferrailés en flexion composée selon les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales (transversale et longitudinale), en procédant également à leurs vérifications a l'ELS.

Les combinaisons considérées sont :

$$\text{BAEL 91} \rightarrow \begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{a l'ELU} \\ G + Q & \text{a l'ELS} \end{cases}$$

$$\text{RPA 99/2003} \rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28}	f_{bu}	γ_s	F_e	σ_s
Durable	1.5	25	14.20	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Les calculs se font en tenant compte des trois sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \rightarrow M_{corr}$
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

VI.1.2 Recommandations et exigence du RPA :

- **Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1 RPA99/2003) :**

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

Les pourcentages d'armatures par rapport au béton seront :

- Le pourcentage minimal sera de $0.8\% \times b \times h$ en **Zone II**
- Le pourcentage maximal sera de $4\% \times b \times h$ dans la zone courante en **Zone II**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Le pourcentage maximal sera de $6\% \times b \times h$ dans la zone de recouvrement en **Zone II**
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale des recouvrements est de $40 \varnothing$ en **Zone II**
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en **Zone II**
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

Etage	Section (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC a 2	45×45	16.2	81	121.5
3 a 5	40×40	12.8	64	96
6 et 7	35×35	9.8	49	73.5

Tableau VI.1.2 : Section minimales des armatures longitudinales.

- **Les armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA99/2003) :**

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

- T_u : l'effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur total de la section brute
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale a :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Et $l_f = 0.7h_e$

l_f : longueur de flambement du poteau

- S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\varnothing; 15 \text{ cm})$ en **zone II**

Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\varnothing)$ en **zone II**

Avec \varnothing : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ t minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{A_t}{S_t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation entre les valeurs limites précédente si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

VI.1.3 Les efforts interne dans les poteaux :

Les valeurs extrêmes globales des efforts tirées d'ETABS sont résumées dans le tableau ci-dessous selon des différentes combinaisons :

Niveau	Section	Sollicitations	Combinaison	N (KN)	M (KN.m)
RDC étage2	45×45	Nmax-Mcorr	ELU	1215.94	2.415
		Nmin-Mcorr	0.8G+EY	-590.49	1.982
		Mmax-Ncorr	G+Q+EY	420.75	39.774
3eme étage a 5eme étage	40×40	Nmax-Mcorr	ELU	738.62	3.069
		Nmin-Mcorr	0.8G+EX	-153.85	0.477
		Mmax-Ncorr	G+Q+EY	253.04	34.357
6eme étage et 7eme étage	35×35	Nmax-Mcorr	ELU	289.33	1.24
		Nmin-Mcorr	0.8G+EY	-18.83	2.508
		Mmax-Ncorr	ELU	41.65	32.578

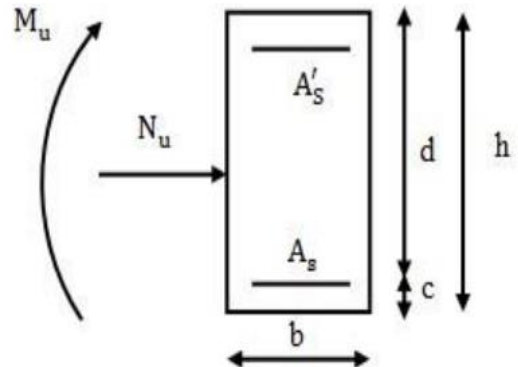
Tableau VI.1.3 : Efforts internes dans les poteaux

VI.1.4 Calculs des armatures :

- **Méthode de calcul :**

La section de poteau est soumise à une flexion composée, avec un effort normal qui est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- Section partiellement comprimée (SPC)
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)



Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **Section partiellement comprimée (SPC) :**

Une section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures.
(Que ça soit un effort normal de traction ou de compression)

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

Il faudra vérifier l'inégalité suivante dans ce cas :

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e_u\right) = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \text{ avec } N_u : \text{effort de compression}$$

$$A_{st} = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \text{ avec } N_u : \text{effort de traction}$$

$$\text{Et } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Détermination des armatures fictives :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

- **Section simplement armée ($A_{sc}=0$) :**

Si $\mu < \mu_i = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

- **Section doublement armée ($A_{sc} \neq 0$) :**

Si $\mu > \mu_i = 0.392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_f = \frac{M_l}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + A'_f$$

$$\text{Avec : } A'_f = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_l$$

- **Section entièrement comprimée (SEC) :**

Une section est entièrement comprimée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures (effort de compression)

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

$$N(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc}$$

Alors deux possibilités existent :

1er cas :

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc}$$

Alors :

$$A'_1 = \frac{M - (d - 0.5h) b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A'_2 = \frac{N - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2eme cas :

$$N(d - c') - M_f > \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$A'_1 = \frac{N - (\Psi \times b \times h \times f_{bc})}{\sigma_s}$$

$$A'_2 = 0$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Avec :

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - c'/h}$$

- Section entièrement tendue (SET) :

$$A_1 = \frac{N \times a}{(d - c')\sigma_{10}}$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_1$$

$$A_{min} = 1.25 \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{0.4h \pm e}{h \pm 6e} \times b \times d$$

Avec :

$$\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$a = \frac{h}{2} - e - c$$

VI.1.5 Ferrailages des poteaux :

- Exemple de calcul :

Pour notre poteau 45×45 nous avons :

$N_u=1215.94$ KN ; $M_u=2.415$ KN.m

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.415}{1215.94} = 0.0019m = 0.19cm$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{45}{2} - 3 = 19.5cm$$

$$donc \rightarrow e = \frac{M_u}{N_u} = 0.19cm < \left(\frac{h}{2} - c'\right) = 19.5cm$$

Il faudra donc vérifier l'inégalité suivante dans ce cas :

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$d = h - c = 0.45 - 0.03 = 0.42m$$

$$M_f = N_u \times g = N_u \times \left(e + \frac{h}{2} - c\right) = 1215.94 \times \left(0.0019 + \frac{0.45}{2} - 0.03\right)$$

$$M_f = 239.418 \text{ KN.m}$$

$$N(d - c') - M_f = 234.798 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc} = 366.194 \text{ KN.m}$$

$$\rightarrow N(d - c') - M_f < \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc}$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC)

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{239.418 \times 10^6}{450 \times 450^2 \times 14.2} = 0.185$$

→S.S.A → $\beta = 0.897$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{239.418 \times 10^6}{0.897 \times 420 \times 348} = 18.26 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N_u}{f_e/\gamma_s} = 18.26 - \left(\frac{1215.94 \times 10^3}{348} \times 10^{-2}\right) = 18.26 - 34.94 = -16.68 \text{ cm}^2$$

A est négatif donc on calculera A_{min}

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28} e - 0.455d}{f_e e - 0.185d} b \times d$$

- Exemple de calcul avec Socotec :

Pour la suite de notre ferrailage des poteaux on utilisera le logiciel Socotec.

Figure VI.1.1 : Valeurs des efforts introduit dans Socotec.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

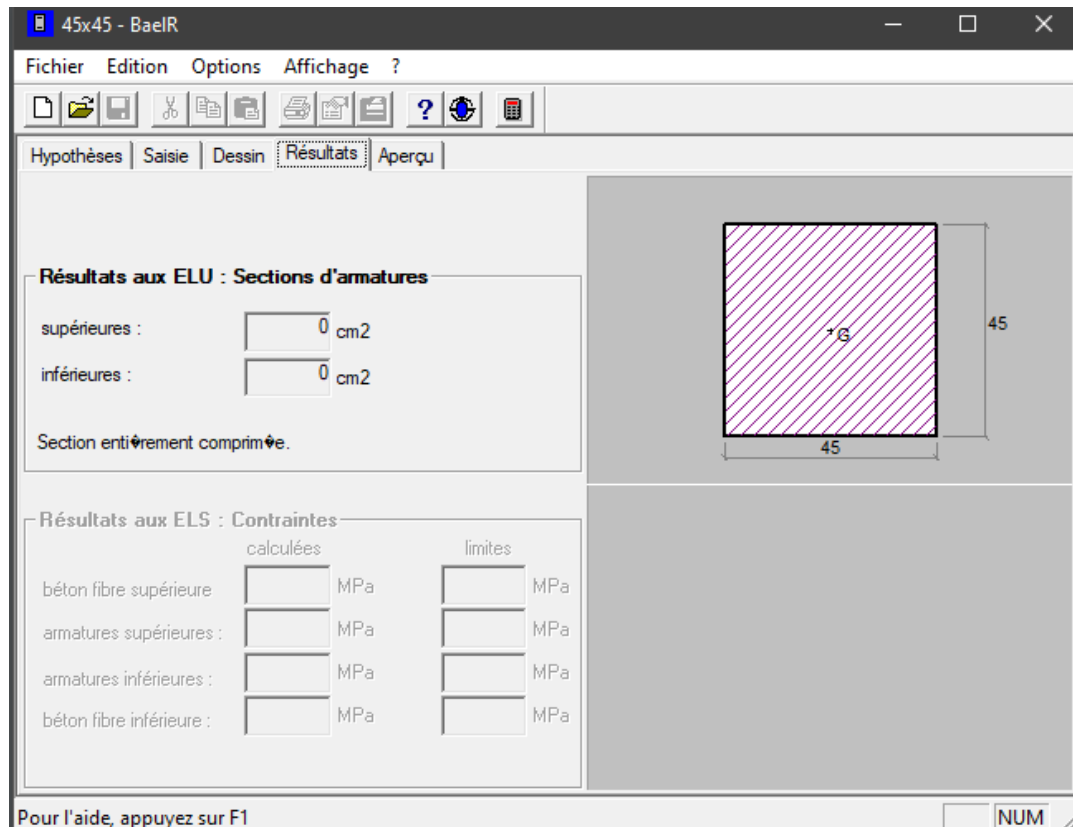


Figure VI.1.2 : Résultats du ferrailage avec Socotec.

Conclusion :

Après avoir fait un calcul manuel et vérifications avec le logiciel Socotec, on a trouvé des résultats identiques. Et les résultats dans le tableau ci-dessous seront donné par celui-ci

Niveau	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	combinaison	A^{sup} (cm ²)	A^{inf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Ferrailage
RDC au 2 ^{eme}	Nmax-Mcorr	1215.94	2.415	ELU	0	0	16.2	20.6	4HA20 + 4HA16
	Nmin-Mcorr	-590.49	1.982	0.8G+EY	8.49	8.49			
	Mmax-Ncorr	420.75	39.774	G+Q+EY	0	0			
3 ^{eme} au 5 ^{eme}	Nmax-Mcorr	738.62	3.069	ELU	0	0	12.8	14.19	4HA16 + 4HA14
	Nmin-Mcorr	-153.85	0.477	0.8G+EX	2.21	2.21			
	Mmax-Ncorr	253.04	34.357	G+Q+EY	0	0			
6 ^{eme} /7 ^{me}	Nmax-Mcorr	289.33	1.24	ELU	0	0	9.8	10.67	4HA14 + 4HA12
	Nmin-Mcorr	-18.83	2.508	0.8G+EY	0.27	0.27			
	Mmax-Ncorr	41.65	32.578	ELU	0	0			

Tableau VI.1.4 : Ferrillages des poteaux dans le sens longitudinal.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1.6 Vérifications a l'ELU :

- **Les armatures longitudinales (Art 7.4.2.1 RPA 99/2003) :**
 - Les armatures longitudinales sont de haute adhérence, droites et sans crochets
 - Le diamètre minimum est de 12mm
 - La longueur minimale des recouvrements est de: 40ϕ en zone II :
- **Poteaux 45x45 :** $L_r=40 \times 2=80$ cm
- **Poteaux 40x40 :** $L_r=40 \times 1.6=64$ cm
- **Poteaux 35x35 :** $L_r=40 \times 1.4=56$ cm
 - La distance entre les barres verticales dans une face du poteau inférieur à 25cm
 - Zone nodale :

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

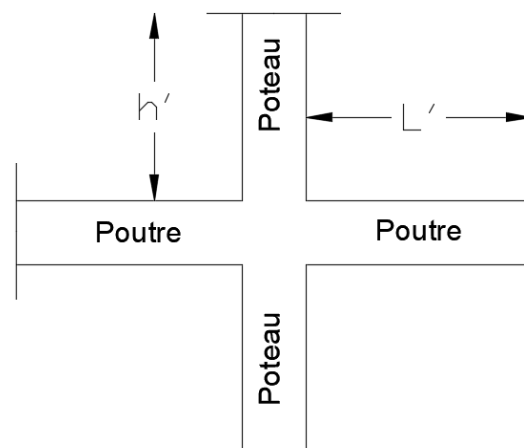
Avec :

h : hauteur de la poutre

b1 et h1 : dimension du poteau

h_e : hauteur poteaux

$$h' = \max(51; 45; 45; 60) = 60\text{cm}$$



- **Poteaux 45x45 :** h'=60cm
- **Poteaux 40x40 :** h'=60cm
- **Poteaux 35x35 :** h'=60cm

- **Les armatures transversales (Art 7.4.2.2 RPA 99/2003) :**

- **Diamètre des barres (Art A.8.1,3 BAEL91/99) :**

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm} \rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

ϕ_t : Diamètre max des armatures transversales

ϕ_l^{max} : Diamètre max des armatures longitudinales

Nous adopterons des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4HA8$

- **Espacement des armatures transversales :**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\phi; 15\text{cm})$$

$$\rightarrow S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15\text{cm})$$

$$\rightarrow S_t \leq \min(12\text{cm}; 15\text{cm})$$

$$\rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq (15\phi)$$

$$\rightarrow S_t \leq (15 \times 1.2)$$

$$\rightarrow S_t \leq (18\text{cm})$$

$$\rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- Vérifications de la quantité de d'armatures transversales minimale :

$$A_{min} = 0.3\% \times b \times S_t \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_{min} = 0.3\% \times b \times S_t \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Interpoler entre les deux valeurs si $3 < \lambda_g < 5$

λ_g : élancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

Poteau	λ_g	A _{min} (cm ²)		A _{adop} (cm ²)	observations	
		Zone nodale St=10cm	Zone courante St=15cm		Zone nodale	Zone courante
45×45	4.76	1.62	2.43	2.01	C.V	C.V
40×40	5.35	1.2	1.8	2.01	C.V	C.V
35×35	6.12	1.05	1.575	2.01	C.V	C.V

Tableau VI.1.5 : Déterminations des armatures transversales.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Récapitulatif :

Les armatures longitudinales des poteaux (45 x 45), (40x40), (35x 35) seront encadrées avec des cadres et des étriers en losange de HA8 $A_t = 2.01\text{cm}^2$ de sections transversales : 1 cadres et 1 losange. Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de $\emptyset = 8\text{cm}$.

N.B : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre invulnérable.

➤ **Longueur d'ancrages (Art A.6.1.221 BAEL91/99) :**

- Pour $\emptyset 20 \rightarrow L_s = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$
- Pour $\emptyset 16 \rightarrow L_s = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$
- Pour $\emptyset 14 \rightarrow L_s = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$
- Pour $\emptyset 12 \rightarrow L_s = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

➤ **Vérifications au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/2003) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Où :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Poteaux	T_u^{max}	b (cm)	d (cm)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	τ_{bu} (MPa)	observation
45x45	44.24	45	42	4.76	0.04	1	0.234	C.V
40x40	39.8	40	37	5.35	0.075	1.875	0.269	C.V
35x35	28.04	35	32	6.12	0.075	1.875	0.250	C.V

Tableau VI.1.6 : Vérifications au cisaillement dans les poteaux.

VI.1.7 Vérifications à l'ELS :

• **Condition de non fragilité (Art A.4.2,1 BAEL 91/99) :**

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_{s ad} \geq A_{min} = \frac{0.23 f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right)$$

Avec :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Niveau	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	es (m)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Observation
RDC au 2 ^{eme}	Nmax-Mcorr	885.11	1.753	0.0019	5.70	20.6	C.V
	Nmin-Mcorr	191.65	-0.86	0.0044	5.43		C.V
	Mmax-Ncorr	635.38	18.024	0.0710	7.52		C.V
3 ^{eme} au 5 ^{eme}	Nmax-Mcorr	537.77	2.231	0.0041	4.56	14.19	C.V
	Nmin-Mcorr	76.84	0.499	0.0064	4.66		C.V
	Mmax-Ncorr	90.26	19.169	0.2123	0.54		C.V
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	Nmax-Mcorr	211.01	0.901	0.0042	3.47	10.67	C.V
	Nmin-Mcorr	11.98	0.338	0.0282	5.12		C.V
	Mmax-Ncorr	30.48	23.752	0.7792	1.19		C.V

Tableau VI.1.7 : Vérifications conditions non fragilité.

- **État limite d'ouvertures des fissures :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

- **État limite de compression du béton :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible pour l'acier : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible pour le béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

Les résultats de la vérification des contraintes dans le béton et les aciers sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

Niveau	Sollicitations	Ns (KN)	Ms (KN.m)	Béton			Acier			observation
				σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	σ_b	σ_s^{sup}	σ_s^{inf}	σ_s	
RDC a 2 ^{eme}	Nmax-Mcorr	885.11	1.753	3.42	3.28	15	51.1	49.3	400	C.V
	Nmin-Mcorr	191.65	-0.86	0.69	0.76		10.4	11.3		C.V
	Mmax-Ncorr	635.38	18.024	3.11	1.7		45.2	26.9		C.V
3 ^{eme} a 5 ^{eme}	Nmax-Mcorr	537.77	2.231	2.79	2.52	15	41.5	38.1	400	C.V
	Nmin-Mcorr	76.84	0.499	0.41	0.35		6.07	5.31		C.V
	Mmax-Ncorr	90.26	19.169	1.74	0		22.7	-15.7		C.V
6 ^{eme} et 7 ^{eme}	Nmax-Mcorr	211.01	0.901	1.45	1.28	15	21.5	19.5	400	C.V
	Nmin-Mcorr	11.98	0.338	0.11	0.05		1.55	0.78		C.V
	Mmax-Ncorr	30.48	23.752	2.89	0		33.1	-65.1		C.V

Tableau VI.1.8 : Vérifications des contraintes dans l'acier et le béton.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Conclusion :

Après tous les calculs et vérifications, on conclut avec un ferrailage final adopté pour les différents poteaux qui se fera suivant la section minimale d'armatures A_{smin} correspondante recommandée par le règlement (RPA 99/2003) en zone IIa.

- i. **RDC a 2^{eme} (45×45):** Armatures longitudinales: **4HA20 + 4HA16 (section = 20.60 cm²)**
- ii. **3^{eme} a 5^{eme} (40×40):** Armatures longitudinales: **4HA16+ 4HA14 (section = 14.19 cm²)**
- iii. **6^{eme} et 7^{eme} (35×35):** Armatures longitudinales : **4HA14+ 4HA12 (section = 10.67 cm²)**
 - Espacement en zone courante : **15 cm**
 - Espacement en zone nodale : **10 cm**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.2 Ferrailage des voiles :

VI.2.1 Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale encadrée à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant M qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferrailage est composé de :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\text{BAEL 91} \rightarrow \begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{à l'ELU} \\ G + Q & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

$$\text{RPA 99/2003} \rightarrow \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

VI.2.2 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court $\frac{h}{l} < 1.5$

VI.2.3 Exposition de la méthode :

La méthode qui sera utilisé pour ferrailer les voiles est la méthode de la RDM.

Cette méthode se fait pour une bande de largeur d , elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (N) et (M).

- **Détermination des diagrammes des contraintes :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I}$$
$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V}{I}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Avec :

B : la section de béton

I : le moment d'inertie du voile

V et V' : bras de levier $V = V' = \frac{L}{2}$

Le calcul se fera pour une bande de longueur **d** donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec :

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : longueur de la zone comprimée $L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_t : longueur de la zone tendue $L_t = L - L_c$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C**)
- Section partiellement comprimé (**S.P.C**)
- Section entièrement tendue (**S.E.T**)

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

- **Zone I** : RDC au 2^{ème} étage
- **Zone II** : 3^{ème} étage à 5^{ème} étage
- **Zone III** : 6^{ème} et 7^{ème} étage

➤ **Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : épaisseur du voile

σ_1 et σ_2 : contrainte de compression

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times |\sigma_{min}|}{L_t}$$

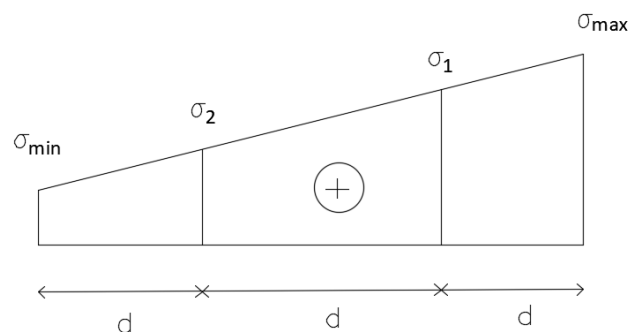


Figure VI.2.1 : Section entièrement comprimée.

Section d'armatures :

La section d'armatures d'une section entièrement comprimée est égale à :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec :

B : section du voile

σ_s : Contrainte dans les aciers :

- Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Situation accidentelle $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

Armatures minimales (Art A.8.1,21 BAEL 91/99) :

$A_{min} = 4 \text{ cm}^2$ Pour une longueur de bande « d »

$$0.2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0.5\%$$

➤ **Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

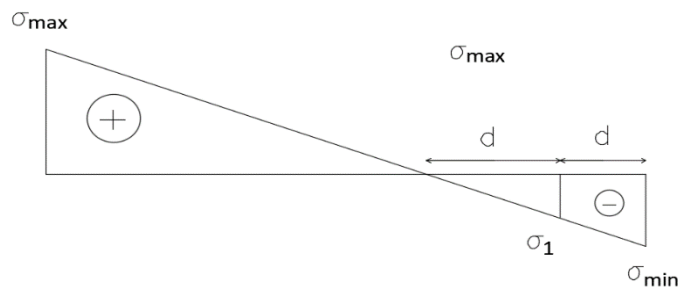


Figure VI.2.2 : Section partiellement comprimée.

Section d'armatures :

La section d'armature pour une section partiellement comprimée est :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

➤ **Section entièrement tendue (S.E.T) :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

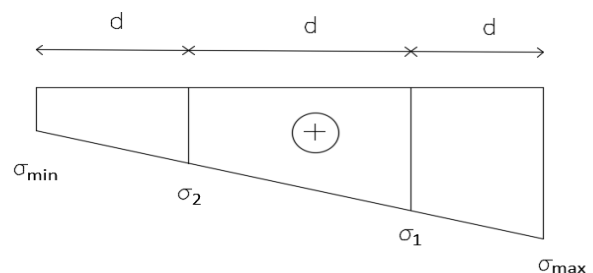


Figure VI.2.3 : Section entièrement tendue.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Section d'armatures :

La section d'armature pour une section entièrement tendue est :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

Armatures minimales :

$$A_{min} \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \text{ Condition de non fragilité du béton (Art A.4.2,1) BAEL 91/99)}$$

$$A_{min} \geq 0.002 \times B \text{ Section minimum (Art 7.7.4.1 RPA 99/2003)}$$

VI.2.4 Exigences du RPA 99/2003 :

- **Armatures horizontales :**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ et disposée de manière à ce que elles servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures selon l'article 7.7.4.3 RPA 99/2003 :

- $A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile
- $A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante

Egalement d'après le BAEL91/99 :

$$A_H \geq \frac{A_V}{4}$$

Avec :

A_V : section d'armatures verticales

B : section du béton

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

- **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 99/2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec :

$$\bar{V} = 1.4V_u$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Armatures pour les potelets :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales.

La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (**RPA 99/2003**), les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile.

VI.2.5 Disposition constructives :

- **Espacement :**

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA 99/2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1.5 \times e$
- $S_t \leq 30 \text{ cm}$

Avec :

e : épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueurs de recouvrement :**

Encore selon l'article 7.7.4.3 du RPA 99/2003 elles doivent être égales à :

- $40\emptyset$ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- $20\emptyset$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

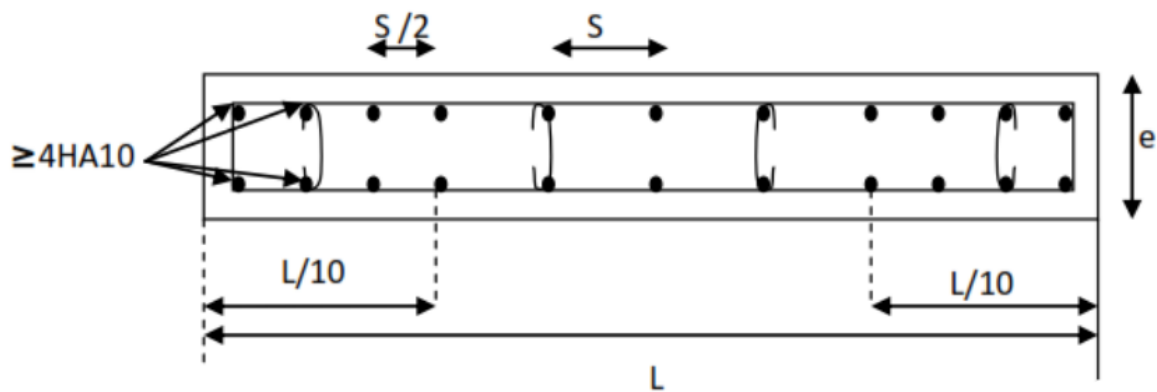


Figure VI.2.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VI.2.6 Vérifications a l'ELS :

- Vérifications de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

N_s : effort normal de service (G+Q)

B : section de béton

A : section d'armatures

- Vérifications de la contrainte de cisaillement :
 - D'après le RPA 99/2003 (Art 7.7.2) :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ et } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : hauteur totale de la section brute

V_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- D'après le BAEL 91/99 (Art A.5.1,21) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec :

τ_u : contrainte de cisaillement

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

VI.2.7 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile longitudinale VL, L=3.7m sur la zone I

- **Caractéristique géométrique :**

L=3.7m ; e=0.15m=15cm

$$B = L \times e = 3.7 \times 0.15 = 0.555m^2$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0.15 \times 3.7^3}{12} = 0.633m^4$$

- **Sollicitations de calculs :**

On calcul les effets agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et on tire l'effet le plus défavorable pour calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les voiles de la zone. Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS tel que :

- $\sigma_{max} = 2703 \text{ KN/m}^2$
- $\sigma_{min} = -5186 \text{ KN/m}^2$

- **Sollicitations de calculs :**

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{2703}{2703 + 5186} \times 3.7 = 1.266m$$

$$L_t = L - L_c = 3.7 - 1.266 = 2.433m$$

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) \rightarrow d = 0.844m$$

- **Détermination des efforts normaux :**

$$\sigma_1 = \frac{(L_t - d) \times |\sigma_{min}|}{L_t} = \frac{(2.433 - 0.844) \times 5186}{2.433} = 3391 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5186 + 3391}{2} \times 0.844 \times 0.15 = 543.626 \text{ KN/m}^2$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3391}{2} \times 0.844 \times 0.15 = 214.752 \text{ KN/m}^2$$

- **Détermination des armatures :**

- **Armatures verticales :**

$$1^{\text{er}} \text{ bande : } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{543.626 \times 10}{348} = 15.62 \text{ cm}^2$$

$$2^{\text{eme}} \text{ bande : } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{214.752 \times 10}{348} = 6.17 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4 \times V}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 326.14}{400} \times 10 = 12.55 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} \geq \max(0.002B ; \frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e})$$

$$A_{min} \geq \max(11.1 ; 6.64)$$

$$A_{min} = 11.1 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des sections totales :**

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 15.53 + \frac{12.55}{4} = 18.67 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 6.14 + \frac{12.55}{4} = 9.27 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage adopté :**

	Section totale	Ferrailage	Espacement
1 ^{er} bande	A₁ = 18.67 cm²	2×5HA16=20.10 cm²	10 cm
2 ^{eme} bande	A₂ = 9.31 cm²	2×5HA12=11.3 cm²	10 cm

Tableau VI.2.1 : Ferrailage adopté.

- **Armatures horizontales :**

$$A_H \geq 0.15\%B = 0.0015 \times 0.555 = 0.000832 \text{ m}^2 = 8.32 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{RPA 99/2003}$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} = \frac{20.10}{4} = 5.025 \text{ cm}^2$$

On prendra :

$$A_H = 8.32 \text{ cm}^2 \text{ Soit donc } 8\text{HA}12 = 9.05 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 10 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par 04 épingle au mètre carré soit avec 4HA8

- **Vérifications :**

- **Espacement :**

$$S_t \leq \max(1.5 \times e; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

→ Conditions vérifiées

- **Vérifications de la contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} = \frac{835.10 \times 10}{5500 + 15(20.1)} = 1.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.44 \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

- **Vérifications de la contrainte de cisaillement :**

D'après le **RPA 99/2003** on doit vérifier que :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

$$\bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \text{ et } \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} = \frac{1.4 \times 329.69 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 3700} = 0.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.91 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée

D'après le **BAEL 91/99** Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{329.69 \times 10^3}{150 \times 0.9 \times 3700} = 0.65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.65 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

→Condition vérifiée

Les résultats des autres voiles seront résumés dans les tableaux suivants :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.7	3.7	3.7	
	e (m)		0.15	0.15	0.15	
	B (m)		0.555	0.555	0.555	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m ²)		2703	1297	2232	
	σ_{min} (KN/m ²)		-5193	-3031	-2923	
	Type section		SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)		1.266	1.108	1.602	
	Lt (m)		2.433	2.591	2.097	
	d (m)		0.844	0.739	1.068	
	σ_1 (KN/m ²)		3391	2166.33	1435	
	N (KN)	N ₁ (KN)		543.626	288.140	349.07
		N ₂ (KN)		214.752	120.101	114.944
	V _u (KN)		326.14	247.24	128.38	
	\bar{V} (KN)		456.596	346.136	179.732	
	N _s (KN)		835.10	564.97	244.01	
	Ferrailage	A _v (cm ²)	A _{v1}		15.62	8.27
A _{v2}			6.17	3.45	3.30	
A _{vj}		12.55	9.51	4.94		
A (cm ²)		A ₁		18.76	10.65	11.26
		A ₂		9.31	5.83	4.53
A _{min} (cm ²)		11.1	11.1	11.1		
Choix des barres		Bande 1		2×5HA16	2×5HA12	2×5HA12
		Bande 2		2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12
Sections adoptées (cm ²)		Bande 1		20.1	11.3	11.3
		Bande 2		11.3	11.3	11.3
Espacement (cm)		Bande 1		10	10	10
		Bande 2		10	10	10
A _h (cm ²)		8.32	8.32	8.32		
Choix des barres		8HA12	8HA12	8HA12		
Section utilisée (cm ²)		9.05	9.05	9.05		
Espacement		10	10	10		
A _t		4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes	Contrainte	$\bar{\tau}_b$ = 5 MPa	τ_b	0.91	0.69	0.35
		$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	τ_u	0.65	0.49	0.25
	ELS	$\bar{\sigma}_b$ = 15 MPa	σ_b	1.44	0.99	0.43

Tableau VI.2.2 : Ferrailage des voiles longitudinaux.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	Zone		I	II	III	
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.4	3.4	3.4	
	e (m)		0.15	0.15	0.15	
	B (m)		0.51	0.51	0.51	
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/m ²)		2942	1123	952	
	σ_{min} (KN/m ²)		-5242	-2574	-1229	
	Type section		SPC	SPC	SPC	
	Lc (m)		1.222	1.032	1.484	
	Lt (m)		2.177	2.367	1.915	
	d (m)		0.814	0.688	1.989	
	σ_1 (KN/m ²)		3280.666	1825.333	594.333	
	N (KN)	N ₁ (KN)		520.836	227.177	135.299
		N ₂ (KN)		200.487	94.258	44.102
	V _u (KN)		341.36	240.96	119.08	
	\bar{V} (KN)		477.904	337.344	166.712	
	N _s (KN)		727	488.6	205.72	
	Ferrailage	A _v (cm ²)	A _{v1}		14.96	6.52
A _{v2}			5.76	2.70	1.26	
A _{vj}		13.14	9.27	4.58		
A (cm ²)		A ₁		18.25	8.84	5.03
		A ₂		9.04	5.02	2.41
A _{min} (cm ²)		10.2	10.2	10.2		
Choix des barres		Bande 1		2×5HA16	2×5HA12	2×5HA12
		Bande 2		2×5HA12	2×5HA12	2×5HA12
Sections adoptées(cm ²)		Bande 1		20.1	11.3	11.3
		Bande 2		11.3	11.3	11.3
Espacement(cm)		Bande1		10	10	10
		Bande 2		10	10	10
A _h (cm ²)		7.65	7.65	7.65		
Choix des barres		8HA12	8HA12	8HA12		
Section utilisée (cm ²)		9.05	9.05	9.05		
Espacement		10	10	10		
A _t		4 épingles de HA8/ml				
Vérification des contraintes	Contrainte	$\bar{\tau}_b$ = 5 MPa	τ_b	0.95	0.67	0.33
		$\bar{\tau}_u$ = 2.5 MPa	τ_u	0.68	0.48	0.23
	ELS	$\bar{\sigma}_b$ = 15 MPa	σ_b	1.25	0.86	0.36

Tableau VI.2.3 : Ferrailage des voiles transversaux.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.3 Ferrailage des poutres :

VI.3.1 Introduction :

Les poutres seront calculées en flexion simple, leur ferrailage sera fait en utilisant les moments les plus défavorables extraits du logiciel ETABS, en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les sollicitations maximales seront déterminées par les combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ à L'ELU, BAEL99
- $G + Q$ à L'ELS, BAEL99
- $G + Q \pm E$, RPA99/version 2003
- $0,8G \pm E$, RPA99/version 2003

VI.3.2 Recommandations et exigences du RPA :

1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA /version2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Poutres principales : $(20 \times 35) = A_{min} = 0,005 \times 20 \times 35 = 3.5 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(20 \times 30) = A_{min} = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.
- Poutres principales : $(25 \times 35) : A_{max} = 0,04 \times 20 \times 35 = 28 \text{ cm}^2$
 $A_{max} = 0,06 \times 20 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $(20 \times 30) : A_{max} = 0,04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2$
 $A_{max} = 0,06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Les Poutres supportant 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.

La longueur minimale de recouvrement est de : $40\emptyset$ en **zone I, IIa et IIb.**

$50\emptyset$ en **zone III.**

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2RPA/version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.3.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales sont déterminées en utilisant les moments fléchissant en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \text{Avec} \quad f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

θ : coefficient dépendant de la durée (t) de l'application de combinaison d'action, il a pour valeur :

$$\theta = 1 \text{ Si } t \geq 24\text{h}$$

$$\theta = 0,9 \text{ Si } 1\text{h} \leq t \leq 24\text{h}$$

$$\theta = 0,85 \text{ Si } t \leq 1\text{h}$$

- **1^{er} cas :**

Si $\mu < \mu_l = 0,392$ → Section simplement armée (SSA) Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$

La section d'acier tendue :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

d : Distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus.

- **2^{ème} cas :**

$\mu > \mu_l = 0,392$ → Section doublement armée (SDA).

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections.

$$A_{st} = A_{sl} + A_{sc} = \frac{M_e}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

Remarque : on utilisera dans nos calculs les paramètres suivant :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	f_{c28} (MPa)	f_e (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_b	γ_s	θ	σ_{st} (MPa)
Situation accidentelle	25	400	21,74	1,15	1	0,85	400
Situation courante	25	400	14,2	1,5	1,15	1	348

Tableau VI.3.1 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

VI.3.4. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :

a. Ferrailage des poutres :

- Poutres Principales :

- En travées :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{33,437 \times 10^6}{200 \times 320^2 \times 14,2} = 0,114 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,939$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{33,437 \times 10^6}{0,939 \times 320 \times 348} = 3,19 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{46,952 \times 10^6}{200 \times 320^2 \times 14,2} = 0,161 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,911$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{46,952 \times 10^6}{0,911 \times 320 \times 348} = 4,62 \text{ cm}^2$$

	M max (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	33,437	0,114	SSA	0,939	3,19	3HA14	4,62
Aux appuis	46,952	0,161	SSA	0,911	4,62	3HA14 (filantes) + 2HA12 (chapeaux)	6,88

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des poutres principales.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **Poutres secondaires :**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,437 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 14,2} = 0,089 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,953$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18,437 \times 10^6}{0,953 \times 270 \times 348} = 2,05 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22,208 \times 10^6}{200 \times 270^2 \times 14,2} = 0,107 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\beta = 0,943$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{22,208 \times 10^6}{0,943 \times 270 \times 348} = 2,50 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des poutres secondaires.

	M_{max} (KN.m)	μ_b	obs	β	A_{st} (cm ²)	Ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
En travée	18,437	0,089	SSA	0,953	2,05	3HA14	4,62
Aux appuis supérieurs	22,208	0,107	SSA	0,943	2,50	3HA14 (filantes) + 2HA12 (chapeaux)	6,88
Aux appuis inférieurs	22,208	0,107	SSA	0,943	2,50	3HA14 (filantes) + 2HA12 (chapeaux)	6,88

VI.3.5 Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2/ BAEL99)

1. Poutres principales :

La section minimale des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 32 \times 2,1}{400} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- **Aux appuis :**

$$A_{adoptée} = 6,88 > A_{min} = 0,77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_{adoptée} = 4,62 > A_{min} = 0,77 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires :

$$A_{adoptée} > A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$A_{adoptée} = 6,88 > A_{min} = 0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **En travée :**

$$A_{adoptée} = 4,62 > A_{min} = 0,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99) :

1. Poutres principales :

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_u^{max} = 78,98$ KN. Effort tranchant max obtenu à partir du logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{78,98 \times 10^3}{200 \times 320} = 1.234 \text{ MPa}$$

- $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 (\text{MPa}) \right)$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 (\text{MPa}) \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3,33, 5 (\text{MPa}))$$

$$\tau_u = 1.234 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires :

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_u^{max} = 21,67$ KN. Effort tranchant max obtenu à partir du logiciel ETABS.

$$\tau_u = \frac{21,67 \times 10^3}{200 \times 270} = 0,401 \text{ MPa}$$

- $\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 (\text{MPa}) \right)$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}, 5 (\text{MPa}) \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3,33, 5 (\text{MPa}))$$

$$\tau_u = 0,401 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

c. Influence de l'effort tranchant :

1. Poutres principales :

- Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée 99)

$$\frac{0,4f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 320 \times 200 = 384 \text{ KN}$$

On a :

$$T_u^{max} = 78,98 \text{ KN} < 384 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sur l'acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée 99)

On doit vérifier que :

$$(T_u^{max} + \frac{M_{amax}}{0,9 \times d}) > 0$$

$$(T_u^{max} + \frac{M_{amax}}{0,9 \times d}) = (78,98 - \frac{46,952}{0,9 \times 0,32}) = - 89,30 < 0 \text{ cm}^2$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

2. Poutres secondaires :

- Sur le béton : (Art A.5.1.313. BAEL 91 modifiée)

$$\frac{0,4 f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b = \frac{0,4 \times 25}{1,5} \times 0,9 \times 270 \times 200 = 324 \text{ KN.}$$

$$T_u^{max} = 21,67 \text{ KN} < 324 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sur acier : (Art A.5.1.312. BAEL 91 modifiée)

On doit vérifier que :

$$(T_u^{max} + \frac{M_{amax}}{0,9 \times d}) > 0$$

$$(T_u^{max} + \frac{M_{amax}}{0,9 \times d}) = (21,67 - \frac{22,208}{0,9 \times 0,27}) = - 69,72 < 0 \text{ cm}^2$$

Donc : la vérification n'est pas nécessaire.

d. Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres : (Art A.6.1.3 BAEL99)

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_{amax}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi = 1,5$: coefficient de scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

1. Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{78,98 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 207,2} = 1,32 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Poutres secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 1,4 + 2 \times 3,14 \times 1,2 = 20,72 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{21,67 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 207,2} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

e. Ancrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99) :

$$\text{Longueur de scellement : } L_s = \frac{\varnothing f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

- Pour les \varnothing_{14} : $L_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{12} : $L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4L_s$ pour les aciers **HA**.

- Pour les \varnothing_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{12} : $L_a = 16,93 \text{ cm}$

f. Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\varnothing \leq \min \left(\frac{h}{25}, \varnothing_l, \frac{b}{10} \right) = \min (1, 1.2, 2.5) = 1 \text{ cm}$$

\varnothing_l : étant le plus petit diamètre des armatures longitudinal.

Puisque : $\varnothing \leq 1 \text{ cm}$; on prend $\varnothing = 8 \text{ mm}$

On choisira un cadre + un étrier soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

❖ Espacement d'armatures :

• Poutres principales :

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right) \rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{35}{4}, 12 \times 1,2 \right)$$

$$S_t \leq \min (8,75 ; 14,4) \text{ soit prendre } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b \quad (\text{Art 7.5.2 RPA /version 2003})$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 20 = \mathbf{0,6 \text{ cm}^2}$$

➤ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \rightarrow S_t \leq 17,5$$

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 20 = \mathbf{0,9 \text{ cm}^2}$$

• Poutres secondaires :

➤ Zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_l \right) \rightarrow S_t \leq \min \left(\frac{30}{4}, 12 \times 1,2 \right)$$

$$S_t \leq \min (7,5 ; 14,4) \text{ soit prendre } S_t = \mathbf{8 \text{ cm}}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 20 = \mathbf{0,48 \text{ cm}^2}$$

➤ Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{30}{2} \rightarrow S_t \leq 15$$

$$\text{Soit : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 20 = \mathbf{0,9 \text{ cm}^2}$$

g. Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA99/version 2003) :

$$L' = 2 \times h$$

$$h = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right)$$

h : Hauteur de la poutre

b₁, h₁ : Dimensions du poteau

h_e : Hauteur entre nus des poteaux

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

On aura :

- Poutres principales : $L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$
- Poutres secondaires : $L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus nu de l'appui ou de l'encastrement.

❖ Armatures transversales minimales :

- Poutres principales :

➤ Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 10 \times 20 = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0,6 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Zone courante :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Poutres secondaires :

➤ Zone nodale :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 8 \times 20 = 0,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0,48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Zone courante :

$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 20 = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{tmin} = 0,90 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VI.3.6 Vérification à L'ELS :

1. Etat d'ouverture des fissures :

On détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles :

- ❖ Contrainte admissible de l'acier : $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$
- ❖ Contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- Vérification de la contrainte dans le béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\beta_1 \text{ Est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

(β_1, K_1) Sont tirés du tableau à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

	Zone	section	b (cm)	d (cm)	M_{smax}	$A_{adopté}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	1	20x35	20	32	20,30	4,62	0,721	0,876	25,60	156,74	348	6,12	15	C.V
	2	20x35	20	32	18,63	4,62	0,721	0,876	25,60	143,85	348	5,61	15	C.V
	3	20x35	20	32	17,93	4,62	0,721	0,876	25,60	138,44	348	5,40	15	C.V
En appui	1	20x35	20	32	-32,56	6,88	1,075	0,856	19,94	172,77	348	8,66	15	C.V
	2	20x35	20	32	-30,50	6,88	1,075	0,856	19,94	161,84	348	8,11	15	C.V
	3	20x35	20	32	-29,93	6,88	1,075	0,856	19,94	158,81	348	7,96	15	C.V

Tableau VI.3.4 : Vérifications des poutres principales à l'ELS.

	Zone	section	b (cm)	d (cm)	M_{smax}	$A_{adopté}$	ρ_1	β_1	K_1	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
En travée	1	20x30	20	27	8,56	4,62	0,855	0,834	32,77	82,28	348	2,51	15	C.V
	2	20x30	20	27	7,77	4,62	0,855	0,834	32,77	74,68	348	2,28	15	C.V
	3	20x30	20	27	6,84	4,62	0,855	0,834	32,77	65,75	348	2,01	15	C.V
En appui	1	20x30	20	27	-10,56	6,88	1,274	0,848	17,89	67,03	348	3,75	15	C.V
	2	20x30	20	27	-9,95	6,88	1,274	0,848	17,89	63,16	348	3,53	15	C.V
	3	20x30	20	27	-8,95	6,88	1,274	0,848	17,89	56,81	348	3,17	15	C.V

Tableau VI.3.5 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Conclusion :

Le ferrailage adopté pour les poutres est comme suit :

- **Poutre principales :**
 - En travée : 3HA14
 - Au appuis : 3HA14 filante + 2HA12 chapeau
- **Poutres secondaires :**
 - En travée : 3HA14
 - Au appuis : 3HA14 filante + 2HA12 chapeau

L'espacement en zone nodale : 10 cm

L'espacement en zone courante : 15

CHAPITRE VII :

- **Etude de l'infrastructure**
-

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII.1 Introduction :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol, Ces efforts consistent en :

1. **Un effort normal** : charge et surcharges verticale centrée
2. **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique
3. **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents

VII.2 Type de fondation :

Il existe 2 type de fondations :

- **Les fondations superficielles :**

Elles sont utilisées dans le cas où nous avons des sols qui ont une bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (profondeur d'ancrage relativement petite). Les principaux types de fondations superficielles sont :

1. Les semelles isolées
2. Les semelles continues (filantes) sous poteaux, sous murs ou voiles)
3. Les radiers

- **Les fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante, les types de fondations profondes sont :

1. Les pieux
2. Les puits

VII.3 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

- Contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$

VII.4 Choix de type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

1. Le type d'ouvrage
2. Les caractéristiques du sol
3. La nature et l'homogénéité du bon sol
4. La charge totale transmise au sol
5. Raison économique
6. Facilité de réalisation

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Pour le cas de notre structure, on adoptera le type de fondation en fonction des résultats de dimensionnement

VII.5 Choix de fondation :

- **Semelles isolées :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s a l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

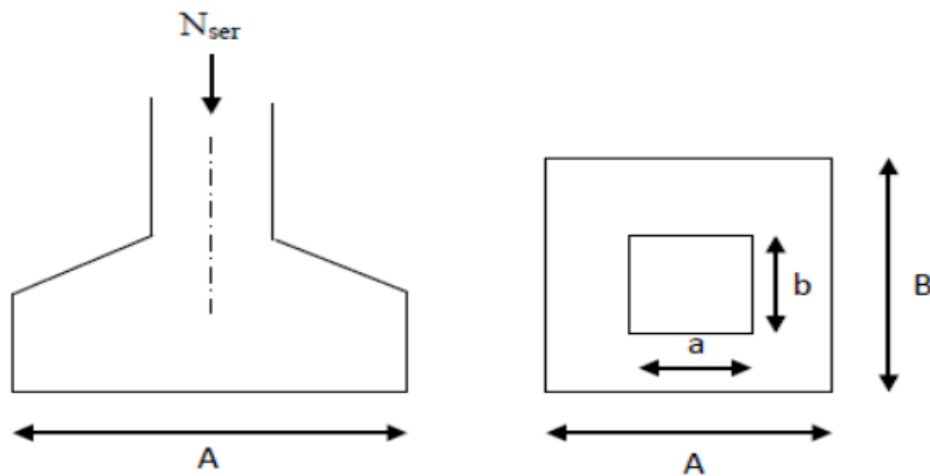


Figure VII.1 : Schéma du dimensionnement d'une fondation.

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{A} = \frac{B}{B} = K \rightarrow \frac{45}{45} = 1 \rightarrow A = B$$

D'où :

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{K \times \sigma_{sol}}}$$

Exemple de calcul :

$$N_s = 885.11 \text{ KN} \quad \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{885.11}{1 \times 200}} = 2.10 \text{ m}$$

On optera pour $A = B = 2.50 \text{ m}$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

La distance minimale entre axes des poteaux est de 2.49 m (Distance insuffisante pour accueillir deux semelles isolées), sans oublier les semelles sous voiles. Donc il existe un risque de chevauchement inévitable.

Ce type de fondation n'est donc pas approprié pour l'ouvrage en question et il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

- **Semelles filantes :**

- a) **Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :**

- **Hypothèse de calcul :**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol.

Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

1. Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

2. Détermination des coordonnées de la structure R :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec :

e : excentricité de la structure

e_i : excentricité de chaque élément

3. Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$e < \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale}$$

$$e > \frac{L}{6} \rightarrow \text{Répartition triangulaire}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) \end{cases}$$

4. Détermination de la largeur « B » de la semelle :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	N_s (KN)	e_i (m)	$N_s \times e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	516.69	-8.945	-4621.702	-6.697
2	885.11	-4.945	-4376.868	1.753
3	812.92	-1.545	-1255.961	0.703
4	824.41	1.545	1273.713	-0.984
5	874.33	4.945	4323.561	-1.578
6	516.41	8.945	4 619.287	6.638
somme	4 429.87	/	-37.97	-0.165

Tableau VII.1 : Efforts et excentricité des semelles filantes sous poteaux.

Coordonnée de la résultante des forces :

$$e = \left| \frac{-37.97 - 0.165}{4429.87} \right| = 0.008m$$

$$e = 0.008 < \frac{L}{6} = \frac{17.89}{6} = 2.98m$$

→ Répartition trapézoïdale.

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{4429.87}{17.89} \left(1 - \frac{6(0.008)}{17.89}\right) = 246.874 \text{ KN/ml} \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{4429.87}{17.89} \left(1 + \frac{6(0.008)}{17.89}\right) = 248.281 \text{ KN/ml} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{4429.87}{17.89} \left(1 + \frac{3(0.008)}{17.89}\right) = 247.949 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{247.949}{200} = 1.239 \text{ m}$$

On optera pour B= 1.30 m

La surface de la semelle filante sous poteau : $S_p = B \times L = 1.30 \times 17.89 = 23.257 \text{ m}^2$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{tpot} = B \times [(17.89 \times 6) + (9.89 \times 4)] = 1.30 \times 146.9 = 190.97 \text{ m}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

b) Dimensionnement des semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort : $N_s = G + Q$ (KN)

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \rightarrow B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol

B : largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile

G : charge permanente revenant aux voiles

Q : surcharge revenant aux voiles

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Sens longitudinales :

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	L×B (m ²)
VL ₁	835.10	3.7	1.13	4.18
VL ₂	811.51	3.7	1.10	4.07
VL ₃	833.63	3.7	1.13	4.18
VL ₄	833.24	3.7	1.13	4.18
Somme	3313.48	/	/	16.61

Tableau VII.2 : Surfaces des semelles filantes sous les voiles longitudinaux.

Sens transversale :

Voile	N_s (KN)	L (m)	B (m)	L×B (m ²)
VT ₁	727	3.4	1.07	3.64
VT ₂	725.06	3.4	1.07	3.64
VT ₃	725.14	3.4	1.07	3.64
VT ₄	724.29	3.4	1.07	3.64
Somme	2901.49	/	/	14.56

Tableau VII.3 : Surfaces des semelles filantes sous les voiles transversaux.

La sommes des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_{v\ tot} = \sum S_i = 16.61 + 14.56 = 31.17\ m$$

La surface totale des semelles filantes est :

$$S_{tot} = S_{v\ tot} + S_{t\ pot} = 31.17 + 190.97 = 222.14\ m^2$$

La surface totale de la structure : $S_{t\ structures} = 385.737\ m^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\frac{S_{t \text{ semelles}}}{S_{t \text{ structures}}} = \frac{222.14}{385.737} = 0.57 = 57\%$$

La surface totale des semelles filantes représente 57% de la surface du bâtiment.

Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier général.

VII.6 Calcul d'un radier générale :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier a les avantages suivant :

1. Rigide en son plan horizontale
2. Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
3. Permet une facilité de coffrage
4. Rapide d'exécution
5. Semble mieux convenir aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.6.1 Pré dimensionnement du radier :

➤ Selon la condition d'épaisseur minimale :

la hauteur du radier doit avoir au moins 25 cm $h_{min} \geq 25 \text{ cm}$

➤ Selon la condition forfaitaire :

Sous voiles :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Avec :

L_{max} : distance entre deux voiles, ou poteaux successifs $L_{max} = 4 \text{ m}$

h : épaisseur du radier

$$\frac{4}{8} \leq h \leq \frac{4}{5} \rightarrow 0.5 \leq h \leq 0.8$$

On opte pour : **h = 70 cm**

Sous poteaux :

1. Dalle :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm}$$

On prendra $h_d = 30 \text{ cm}$

2. Dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$8 \leq h_t \leq 10$$

On prendra $h_t = 10 \text{ cm}$

3. Nervure :

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 45 \text{ cm}$

4. Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{ce qui nous conduit à} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

L_e : Longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K = 40[\text{MPa}]$ pour un sol moyen

I : L'inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$)

E : module de déformation longitudinale différée $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.86}} = 0.78 \text{ m}$$

on adopte pour $h_n = 80 \text{ cm}$

5. Largeur de la nervure :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$32 \leq b_n \leq 56$$

On prendra $b_n = 50 \text{ cm}$

Conclusion :

Les choix définitifs des dimensions du radier seront les suivants :

6. Hauteur de la dalle : $h_d = 30 \text{ cm}$
7. Hauteur des nervures : $h_n = 80 \text{ cm}$
8. Largeur de la nervure : $b_n = 50 \text{ cm}$
9. Hauteur de la dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm}$

VII.6.2 Détermination de la surface nécessaire du radier:

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont transmises au radier par la superstructure, ces charges ont tiré du logiciel ETABS.

• Poids de la superstructure :

Charges permanentes : $G = 30181.51 \text{ KN}$

Charges d'exploitations : $Q = 5414.54 \text{ KN}$

• Combinaisons d'actions :

ELU: $N_u = 1.35G + 1.5Q = 48866.88 \text{ KN}$

ELS: $N_s = G + Q = 35596.05 \text{ KN}$

• Détermination de la surface du radier nécessaire :

$$S_{radier} = \max(S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS})$$

$$\text{ELU : } S_{nec}^{ELU} = \frac{N_u}{1.33\sigma_{sol}} = \frac{48866.88}{1.33 \times 200} = 183.71 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{nec}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{35596.05}{200} = 177.98 \text{ m}^2$$

$$S_{radier} = \max(S_{nec}^{ELU}, S_{nec}^{ELS}) = \max(183.71; 177.98)$$

$$S_{radier} = 183.71 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{t \text{ structures}} = 385.737 \text{ m}^2$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$S_{radier} = 183.71 \text{ m}^2 < S_{t\text{structures}} = 385.737 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

Nous prendrons donc : $L_{déb} = 40 \text{ cm}$

$$S_{déb} = L_{déb} \times (L_x + L_y) \times 2 = 0.4 \times (27.84 + 17.89) \times 2 = 36.58 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = S_{structure} + S_{déb} = 385.737 + 36.58 = 422.32 \text{ m}^2$$

VII.6.3 Détermination des efforts à la base du radier :

- **Poids du radier :**

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nervure} + P_{remblai} + P_{dalle\text{ flottante}}$$

- **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 422.32 \times 0.3 \times 25 = 3\,167.4 \text{ KN}$$

- **Poids nervure :**

$$P_{nervure} = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b$$

$$P_{nervure} = 0.5(0.8 - 0.3) \times (17.89 \times 6 + 9.89 \times 4 + 27.84 \times 4 + 13.8 \times 2) \times 25$$

$$P_{nervure} = 1786.625 \text{ KN}$$

- **Poids du remblai (tout venant) :**

$$P_{remblai} = (S_{radier} - S_{nervure}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{remblai}$$

Avec :

$$S_{nervure} = b_n \times L \times n = 0.5(17.89 \times 6 + 9.89 \times 4 + 27.84 \times 4 + 13.8 \times 2)$$

$$S_{nervure} = 122.93 \text{ m}^2$$

Et : $\rho_{remblai} = 17 \text{ KN/m}^3$

$$P_{remblai} = (422.32 - 122.93) \times (0.8 - 0.3) \times 17 = 2\,544.815 \text{ KN}$$

- **Poids dalle flottante :**

$$P_{dalle\text{ flottante}} = (S_{radier} - S_{nervure}) \times e_p \times \rho_b = (422.32 - 122.93) \times 0.10 \times 25$$

$$P_{dalle\text{ flottante}} = 748.475 \text{ KN}$$

On aura donc :

$$P_{radier} = 3167.4 + 1786.625 + 2544.815 + 748.475$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$P_{radier} = 8\,247.315\text{ KN}$$

- **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{batiment} + G_{radier} = 30181.51 + 8247.315 = 38428.825\text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{batiment} + Q_{radier} = 5414.54 + (2.5 \times 422.32) = 6470.34\text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions :**

$$\text{ELU: } N_u = 1.35G + 1.5Q = 61584.423\text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = G + Q = 44899.165\text{ KN}$$

VII.6.4 Vérifications :

- **Vérifications à la contrainte du cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$
$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right) = 2.5\text{ MPa}$$

Avec :

$$b : 100\text{ cm}$$

$$d = 0.9h_d = 0.9 \times 30 = 27\text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{radier}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{61584.423}{422.32} \times \frac{4}{2} = 291.648\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{291.648}{1 \times 0.27} = 1\,080.178\text{ KN/m}^2$$

Donc : $\tau_u = 1.08\text{ MPa}$

$$\tau_u = 1.08\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa}$$

→ **condition vérifiée**

- **Vérifications de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

1. Effort normal « N » due aux charges verticales
2. Moment de renversement « M » du au séisme dans le sens considéré

$$M_j = M_{j(k=0)} + T_{j(K=0)}h$$

Avec :

$M_{j(k=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

h : profondeur de l'infrastructure

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

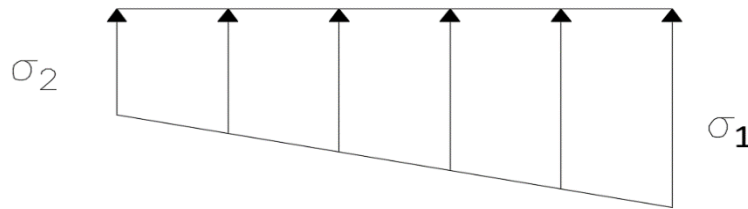


Figure VII.2 : Diagramme des contraintes.

On doit vérifier que :

$$\text{ELU} : \sigma_m \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$$

$$\text{ELS} : \sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_y}{I_{yy}} \times V$$

➤ Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = \frac{(27.84 \times 9.89 \times 13.92) + (6.9 \times 4 \times 3.45) \times 4}{(27.84 \times 9.89) + (6.9 \times 4) \times 4} = 10.92 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = \frac{(27.84 \times 9.89 \times 4.945) + (6.9 \times 4 \times 2) \times 4}{(27.84 \times 9.89) + (6.9 \times 4) \times 4} = 4.10 \text{ m}$$

➤ Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \sum |I_x + S_i (X_i - X_G)^2| = 11029.936 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \sum |I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2| = 18905.199 \text{ m}^4$$

➤ Calcul des moments renversant :

$$M_{xx} = M_0^x + (T_0^x \times h) = 23626.957 + (1456.61 \times 0.8) = 24792.245 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_0^y + (T_0^y \times h) = 24614.324 + (1497.16 \times 0.8) = 25812.052 \text{ KN.m}$$

Sens longitudinal :

- ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \left(\frac{M_{xx}}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{61584.423}{422.32} + \left(\frac{24792.245}{18905.199} \times 10.92 \right) = 160.144 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \left(\frac{M_{xx}}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{61584.423}{422.32} - \left(\frac{24792.245}{18905.199} \times 10.92 \right) = 131.503 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 160.144 + 131.503}{4} = 152.983 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 152.983 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée

- ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \left(\frac{M_{xx}}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{44899.165}{422.32} + \left(\frac{24792.245}{18905.199} \times 10.92 \right) = 120.635 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \left(\frac{M_{xx}}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{44899.165}{422.32} - \left(\frac{24792.245}{18905.199} \times 10.92 \right) = 91.995 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 120.635 + 91.995}{4} = 113.475 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 113.475 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée

Sens transversal :

- ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{radier}} + \left(\frac{M_{yy}}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{61584.423}{422.32} + \left(\frac{25812.052}{11029.936} \times 4.10 \right) = 155.418 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{radier}} - \left(\frac{M_{yy}}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{61584.423}{422.32} - \left(\frac{25812.052}{11029.936} \times 4.10 \right) = 136.229 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 155.418 + 136.229}{4} = 150.620 \text{ KN/m}^2$$

$$1.33 \times \sigma_{sol} = 1.33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 150.620 \text{ KN/m}^2 \leq 1.33 \times \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée

- ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{radier}} + \left(\frac{M_{yy}}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{44899.165}{422.32} + \left(\frac{25812.052}{11029.936} \times 4.10 \right) = 115.910 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{radier}} - \left(\frac{M_{yy}}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{44899.165}{422.32} - \left(\frac{25812.052}{11029.936} \times 4.10 \right) = 96.720 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\sigma_m = \frac{3 \times 115.910 + 96.720}{4} = 111.112 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 111.112 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

→ condition vérifiée

- **Vérifications au poinçonnement (Art A.5.2.4.2. C.B.A 93) :**

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq N'_u$$

Avec :

$$N'_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier

a' : Epaisseur du voile ou du poteau

b' : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1 m)

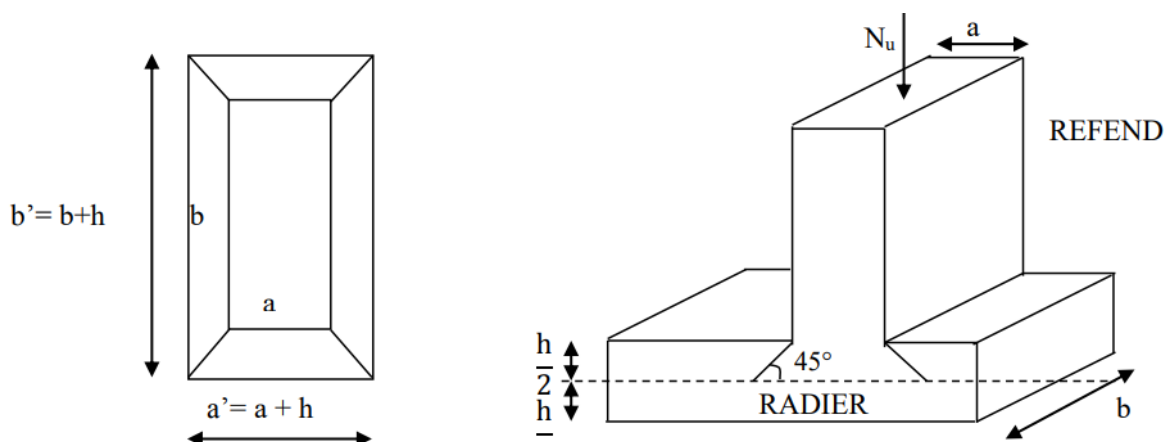


Figure VII.3 : Périmètre utile des voiles et poteaux.

➤ **Calcul du périmètre utile :**

- **Poteaux :**

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0.45 + 0.45 + 2 \times 0.8) = 5 \text{ m}$$

$$N'_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 5 \times 0.8 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3000 \text{ KN}$$

$$N_u = 1215.94 \text{ KN} \leq N'_u = 3000 \text{ KN}$$

→ condition vérifiée

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Voiles :

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a + b + 2h) = 2 \times (0.15 + 3.7 + 2 \times 0.8) = 10.9m$$

$$N'_u = \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.045 \times 10.9 \times 0.8 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 6540 \text{ KN}$$

$$N_u = 1138.56 \text{ KN} \leq N'_u = 6540 \text{ KN}$$

→ condition vérifiée

- **Vérfications de l'effort de sous pression :**

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique

$$P > P'$$

Avec : $P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement avec $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

z : profondeur de l'infrastructure ($h=0.8m$)

$$P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z = 1.5 \times 10 \times 422.32 \times 0.8 = 5067.84 \text{ KN}$$

$$P = 31264.4 \text{ KN} > P' = 5067.84 \text{ KN}$$

→ condition vérifiée

- **Vérfications de la stabilité au renversement (Art 10.1.5 RPA 99/2003) :**

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_x = \frac{M_{xx}}{N_s} = \frac{24792.245}{44899.165} = 0.552 \text{ m} \leq \frac{27.84}{4} = 6.96 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_{yy}}{N_s} = \frac{25812.052}{44899.165} = 0.574 \text{ m} \leq \frac{17.89}{4} = 4.47 \text{ m}$$

→ conditions vérifiées

VII.6.5 Ferrailage du radier :

- **Ferrailage de la dalle :**

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Pour le calcul du ferrailage du radier qui est constitué de panneaux de dalles continues, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91/99.

Le calcul s'effectue par la méthode suivante

➤ Ferrailage du panneau encastré sur 4 cotés :

On distingue deux cas :

Selon $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$ qui sont les deux dimensions du panneau

1^{er} cas : si $\rho < 0.4 \rightarrow$ flexion longitudinale est négligeable

$$M_0^x = q_u \frac{L_x^2}{8}; M_0^y = 0$$

2^{eme} cas : si $0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Et les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4} = 0.92$$

- **ELU :** $\mu_x = 0.0438$; $\mu_y = 0.819$
- **ELS :** $\mu_x = 0.0510$; $\mu_y = 0.875$

$0.4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, la contrainte due au poids propre du radier doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max}

- **A l'ELU :** $q_u^m = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 152.983 - \frac{8\,247.315}{422.32} = 133.454 \text{ KN/m}^2$
- **A l'ELS :** $q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} = 113.475 - \frac{8\,247.315}{422.32} = 93.946 \text{ KN/m}^2$

Calcul des moments isostatiques :

- **ELU :**

$$M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0438 \times 133.454 \times 3.7^2 = 80.021 \text{ KN.m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.819 \times 80.021 = 65.537 \text{ KN.m}$$

- **ELS :**

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0438 \times 93.946 \times 3.7^2 = 56.332 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.819 \times 56.332 = 46.135 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

- Moment en travée : $0.75M_0^x$ ou $0.75M_0^y$
- Moment sur appuis : $0.5M_0^x$ ou $0.5M_0^y$

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel alors :

- Moment en travée : $0.75M_0^x$ ou $0.75M_0^y$
- Moment sur appuis intermédiaire : $0.5M_0^x$ ou $0.5M_0^y$
- Moment sur appuis de rive : $0.3M_0^x$ ou $0.3M_0^y$

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

- 0.75 : pour les moments en travée.
- 0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- 0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

A l'ELU :

Moment en travée :

$$M_t^x = 0.75 \times 80.021 = 60.015 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 65.537 = 49.152 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis intermédiaires :

$$M_a^x = 0.5 \times 80.021 = 40.010 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times 65.537 = 32.768 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

Moment en travée :

$$M_t^x = 0.75 \times 56.332 = 42.249 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 46.135 = 34.601 \text{ KN.m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Moment sur appuis intermédiaires :

$$M_a^x = 0.5 \times 56.332 = 23.166 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times 46.135 = 23.067 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage dans le sens x-x :**

Le ferraillage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml.

Avec : $b=100\text{cm}$; $h=30\text{ cm}$; $d=27\text{ cm}$

• **En travée :**

$$\mu_t = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{60.015 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.057$$

$$\mu_a = 0.057 < \mu_{id} = 0.392$$

→ section simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.057 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{60.015 \times 10^3}{0.970 \times 27 \times 348} = 6.58 \text{ cm}^2$$

On optera pour une section d'armatures de **5HA14** = 7.70 cm² avec un espacement de $S_t = 20\text{ cm}$

• **Au appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a^x}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40.010 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.038$$

$$\mu_a = 0.038 < \mu_{id} = 0.392$$

→ section simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.038 \rightarrow \beta = 0.981$$

$$A_a^x = \frac{M_a^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{40.010 \times 10^3}{0.981 \times 27 \times 348} = 4.34 \text{ cm}^2$$

On optera pour une section d'armatures de **5HA12** = 5.65 cm² avec un espacement de $S_t = 20\text{ cm}$

➤ **Ferraillage dans le sens y-y :**

• **En travée :**

$$\mu_t = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.152 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.047$$

$$\mu_a = 0.047 < \mu_{id} = 0.392$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

→ section simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0.047 \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49.152 \times 10^3}{0.975 \times 27 \times 348} = 5.36 \text{ cm}^2$$

On optera pour une section d'armatures de **6HA12** = 6.78 cm² avec un espacement de $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Au appuis :**

$$\mu_a = \frac{M_a^x}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32.768 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.031$$

$$\mu_a = 0.031 < \mu_{id} = 0.392$$

→ section simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.031 \rightarrow \beta = 0.984$$

$$A_a^x = \frac{M_a^x}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{32.768 \times 10^3}{0.984 \times 27 \times 348} = 3.54 \text{ cm}^2$$

On optera pour une section d'armatures de **5HA12** = 5.65 cm² avec un espacement de $S_t = 20 \text{ cm}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Moment (KN.m)	Observation	A (cm ²)	Ferraillage adoptée	S _t (cm)	Section (cm ²)
X-X	En travée	60.015	S.S.A	6.58	5HA14	20	7.70
	Au appuis	40.010	S.S.A	4.34	5HA12	20	5.65
Y-Y	En travée	49.152	S.S.A	5.36	6HA12	15	6.78
	Au appuis	32.768	S.S.A	3.54	5HA12	20	5.65

Tableau VII.4 : Récapitulatif des résultats de ferraillage dans les deux sens.

VII.6.6 Vérifications a l'ELU :

• **Condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91/99) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A _{adoptée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Observation
X-X	En travée	7.70	3.26	C.V
	Au appuis	5.65	3.26	C.V
Y-Y	En travée	6.78	3.26	C.V
	Au appuis	5.65	3.26	C.V

Tableau VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- **Espacement des armatures (Art A.8.2,42 BAEL91/99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Sens X-X :**

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(90\text{ cm}; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$$

$$S_t = 20\text{ cm} < 33\text{ cm}$$

→ **condition vérifiée**

- **Sens Y-Y :**

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(120\text{ cm}; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

$$S_t = 15\text{ cm} < 45\text{ cm}$$

→ **condition vérifiée**

VII.5.7 Vérifications a l'ELS :

- **Evaluation des moments Mx et My :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.7}{4} = 0.92$$

On aura donc : $\mu_x = 0.0510$; $\mu_y = 0.875$

$0.4 \leq \rho \leq 1$ → La dalle travail dans les deux sens

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0438 \times 93.946 \times 3.7^2 = 56.332\text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.819 \times 56.332 = 46.135\text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_t^x = 0.75 \times 56.332 = 42.249\text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 46.135 = 34.601\text{ KN.m}$$

Moment sur appuis intermédiaires :

$$M_a^x = 0.5 \times 56.332 = 23.166\text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times 46.135 = 23.067\text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

On vérifie la condition :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{ MPa}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} < \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M _s (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	A _{st} (cm ²)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Obs	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
X-X	Travée	42.249	0.285	0.915	44.34	7.70	222.09	348	C.V	5	15	C.V
	Appuis	23.166	0.209	0.926	52.87	5.65	163.99	348	C.V	3.10	15	C.V
Y-Y	Travée	34.601	0.251	0.920	47.69	6.78	205.45	348	C.V	4.30	15	C.V
	appuis	23.067	0.209	0.926	52.87	5.65	163.29	348	C.V	3.08	15	C.V

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

VII.6.8 Ferrailage des débords :

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur

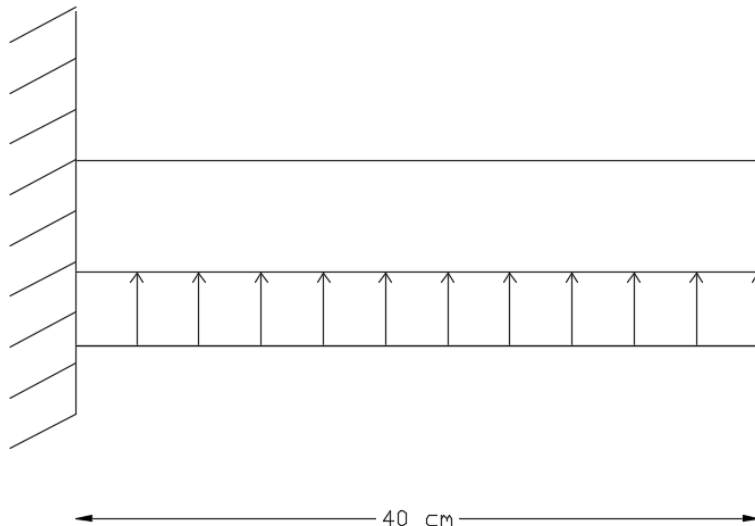


Figure VII.4 : Schéma statique du débord.

- Sollicitations de calcul :

ELU :

$$q_u^m = 133.454 \text{ KN/m}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$M_u = \frac{-q_u^m \times L^2}{2} = \frac{-133.454 \times 0.4^2}{2} = -10.67 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$q_s^m = 93.946 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{-q_s^m \times L^2}{2} = \frac{-93.946 \times 0.4^2}{2} = -7.51 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des armatures :**

$$b = 100 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10.67 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0.010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{id} = 0.392$$

→ section simplement armée (S.S.A)

$$\mu_a = 0.010 \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_u^x = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.67 \times 10^3}{0.995 \times 27 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications a l'ELU :**

➤ **Vérification de la condition de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91/99) :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 27 \times 2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2$$

On optera pour une section d'armatures de **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On optera pour une section d'armatures de **4HA10 = 3.14 cm²** avec un espacement de $S_t = 25 \text{ cm}$

- **Vérifications a l'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

- **Dans le béton :**

On vérifie la condition :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 27} = 0.167$$

Ce qui nous donnera : $\beta_1 = 0.933$; $K_1 = 60$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{60} = 0.016$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} < \overline{\sigma_{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} = \frac{7.51 \times 10^3}{4.52 \times 0.933 \times 27} = 65.95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.016 \times 65.95 = 1.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.05 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

→ condition vérifiée

- Dans l'acier :

$$\sigma_{st} = 65.95 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 348 \text{ MPa}$$

→ condition vérifiée

VII.6.9 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

- **Chargement simplifié admis :**

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur L_m) et le même effort tranchant (largeur L_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire

- **Charge trapézoïdale :**

$$L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

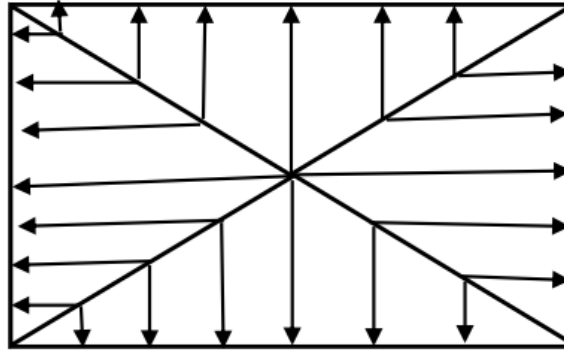


Figure VII.5 : Répartition trapézoïdale.

➤ Le chargement simplifié :

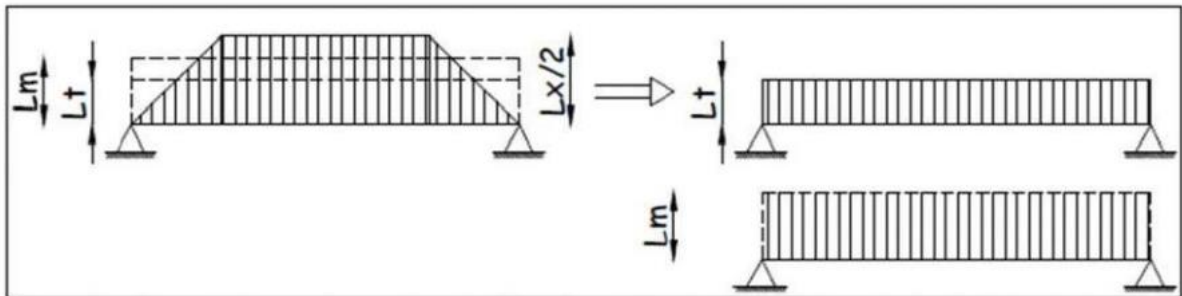


Figure VII.6 : Présentation du chargement simplifié.

➤ Charge triangulaire :

$$L_m = 0.333 \times L_x$$

$$L_t = 0.25 \times L_x$$

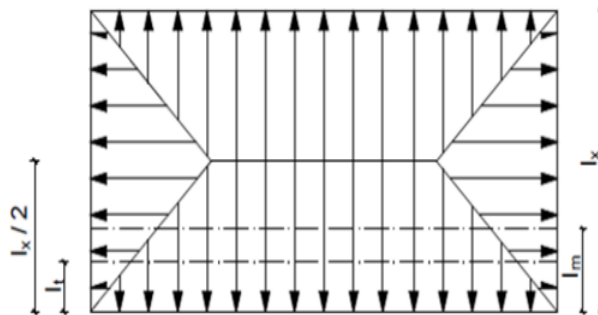


Figure VII.7 : Répartition triangulaire.

• Charge à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_{um} = q_u \times L_m$$

$$Q_{sm} = q_s \times L_m$$

Pour les efforts tranchant :

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$Q_{ut} = q_u \times L_t$$

$$Q_{st} = q_s \times L_t$$

- **Détermination des charges :**

ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(152.983 - \frac{8\,247.315}{422.32} - \frac{1786.625}{122.93} \right) = 118.920 \text{ MPa}$$

ELS :

$$q_s = \left(\sigma_m^{max} - \frac{G_{radier}}{S_{radier}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(113.475 - \frac{8\,247.315}{422.32} - \frac{1786.625}{122.93} \right) = 79.412 \text{ MPa}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Sens longitudinal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneaux	Lx	Ly	p	charge	L _m	L _t	q _u	q _s	q _{um}	$\sum q_{um}$	q _{sm}	$\sum q_{sm}$	q _{ut}	$\sum q_{ut}$	q _{st}	$\sum q_{st}$
B-C	1	3.7	4	0.925	trapézoïdal	1.322	0.994	118.92	79.412	157.255	306.936	105.0116	193.929	118.251	218.546	78.965	145.939
B-C	2	3.7	3.4	1.088	trapézoïdal	1.119	0.843	118.92	79.412	133.155		88.91831		100.295		66.974	
C-D	1	3.2	4	0.8	trapézoïdal	1.258	0.96	118.92	79.412	149.680	267.245	99.95324	189.495	114.163	214.895	76.235	143.502
C-D	2	3.2	3.4	0.941	trapézoïdal	1.127	0.847	118.92	79.412	134.090		89.5423		100.732		67.266	

Tableau VII.7 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens longitudinal.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

Sens transversal :

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneaux	Lx	Ly	p	charge	L _m	L _t	q _u	q _s	q _{um}	$\sum q_{um}$	q _{sm}	$\sum q_{sm}$	q _{ut}	$\sum q_{ut}$	q _{st}	$\sum q_{st}$
2-3	1	3.4	3.7	0.918	triangulaire	1.132	0.85	118.92	79.412	134.641	293.042	89.910	187.753	101.082	211.083	67.500	140.956
2-3	2	3.7	3.4	1.156	triangulaire	1.232	0.925	118.92	79.412	146.521		97.843		110.001		73.456	
1-2	1	3.2	4	1.081	triangulaire	1.332	1	118.92	79.412	158.401	304.922	105.776	211.553	118.92	237.84	79.412	158.824
1-2	2	3.2	3.4	1.25	triangulaire	1.332	1	118.92	79.412	158.401		105.776		118.92		79.412	

Tableau VII.8 : Chargement de la nervure la plus sollicitée dans le sens transversal.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Diagrammes des sollicitations :
- Sens longitudinal :
- ELU :

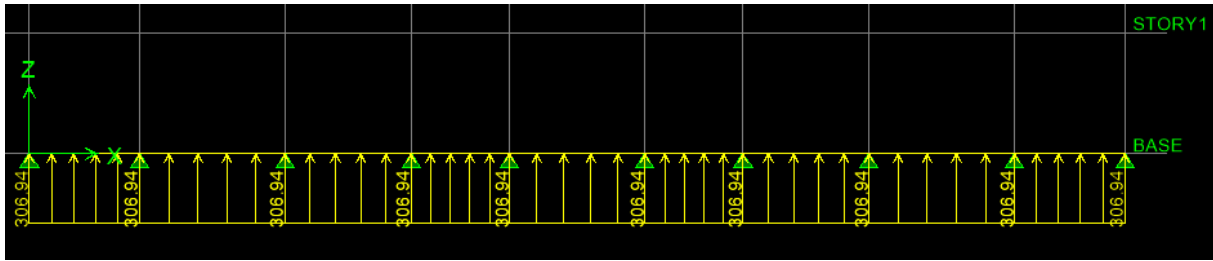


Figure VII.8 : Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELU.

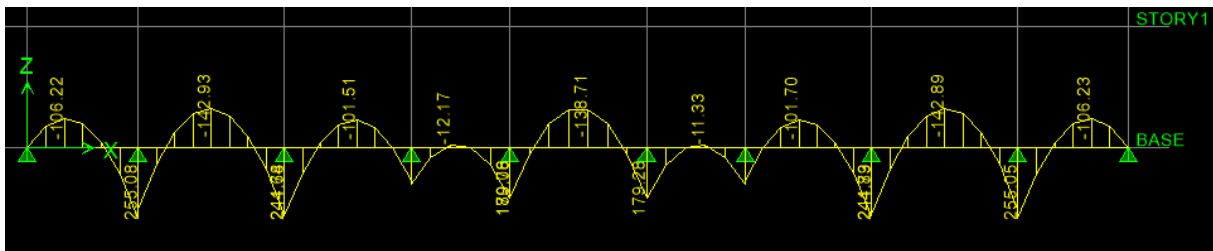


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

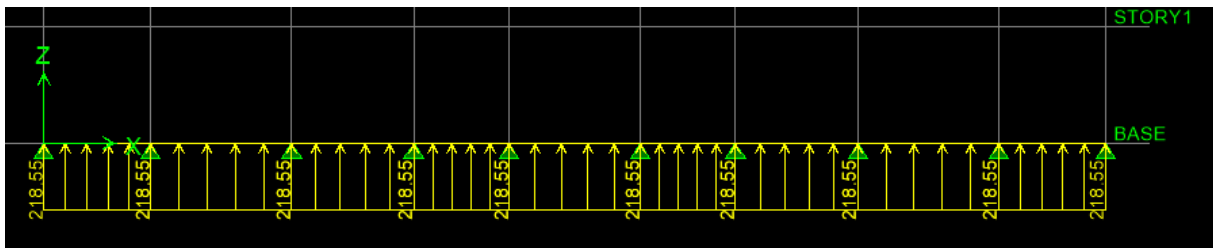


Figure VII.10 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELU.

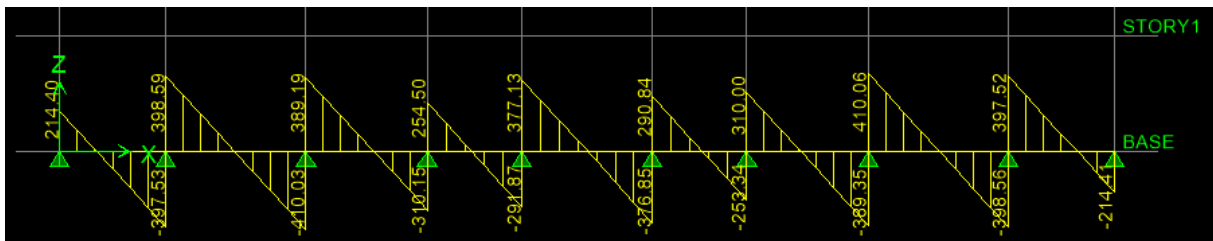


Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- ELS :

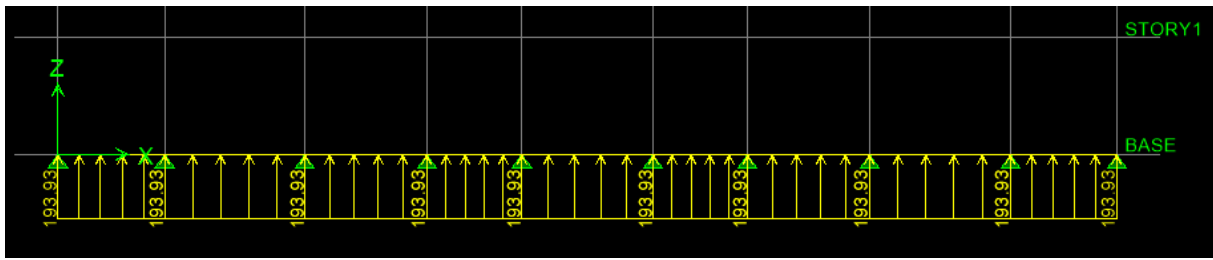


Figure VII.12 : Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELS.

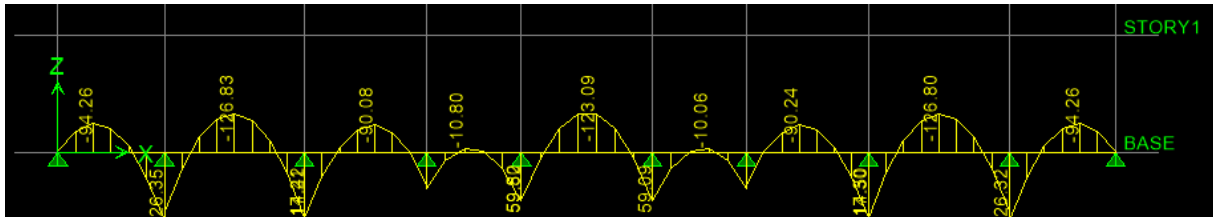


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

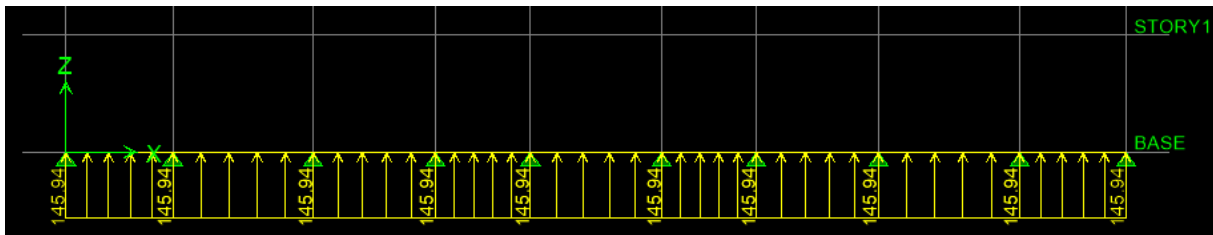


Figure VII.14 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELS.

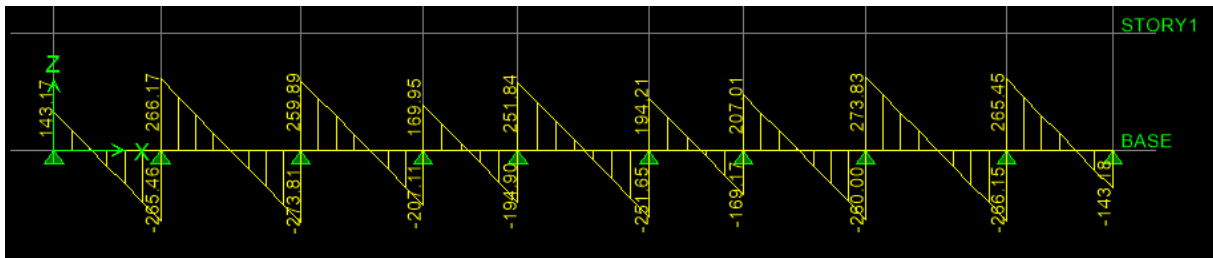


Figure VII.15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Sens transversal :
- ELU :

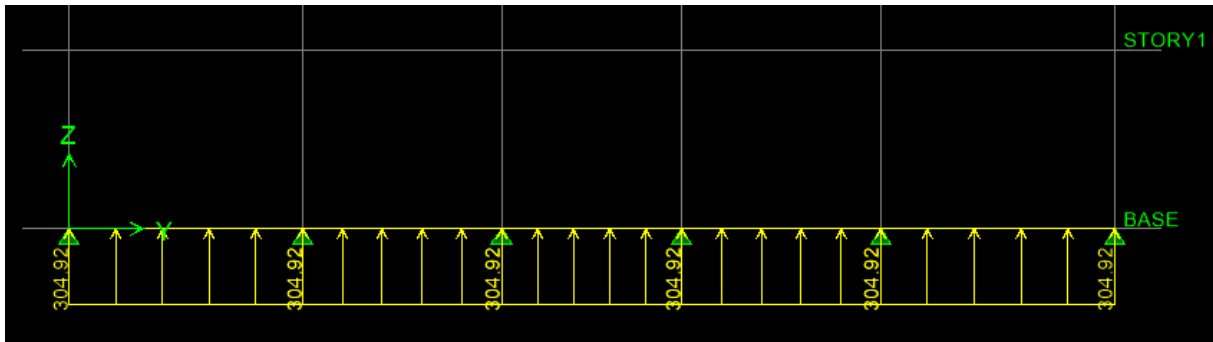


Figure VII.16 : Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELU.

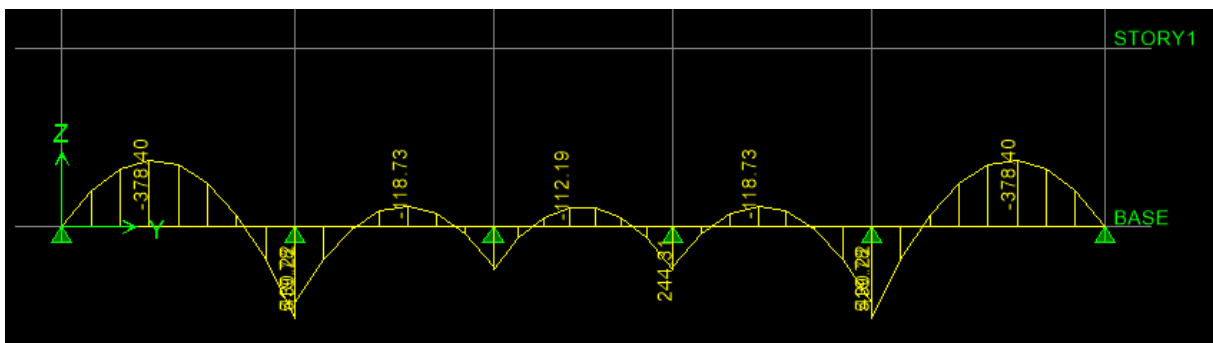


Figure VII.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

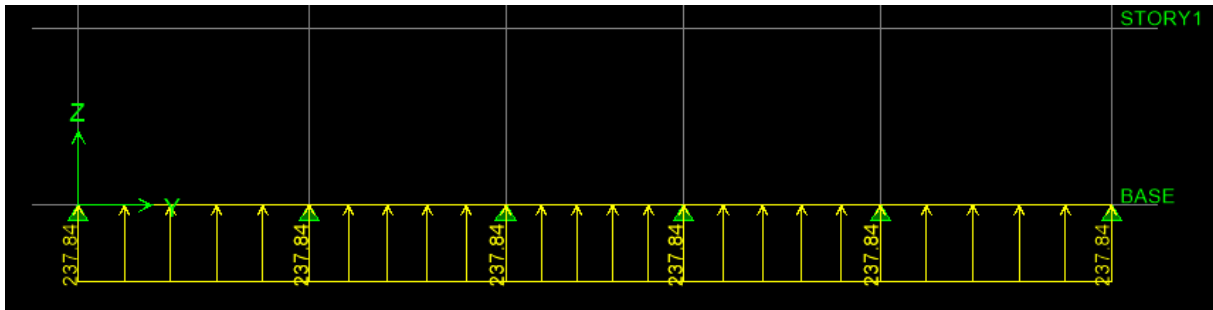


Figure VII.18 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELU.



Figure VII.19 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- ELS :

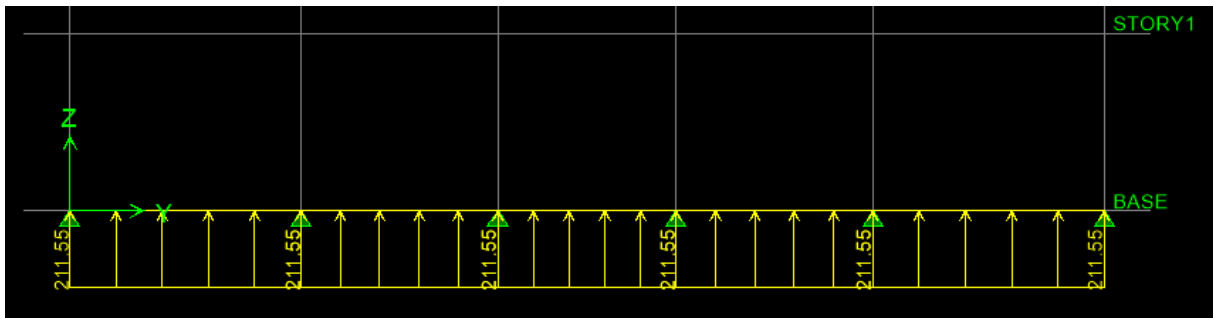


Figure VII.20 : Schéma statique de la nervure pour les moments fléchissant à l'ELS.

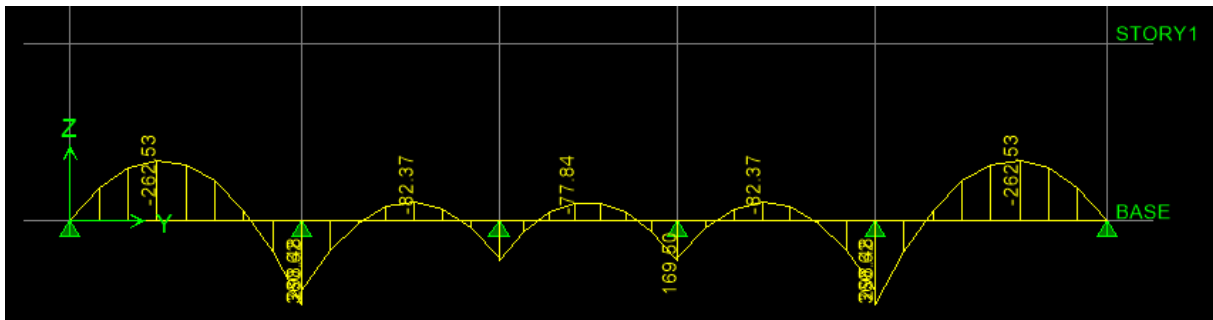


Figure VII.21 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

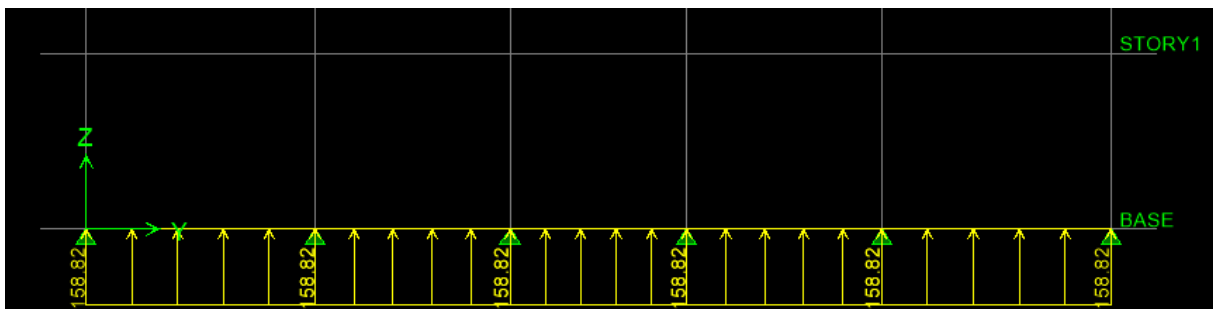


Figure VII.22 : Schéma statique de la nervure pour les efforts tranchant à l'ELS.

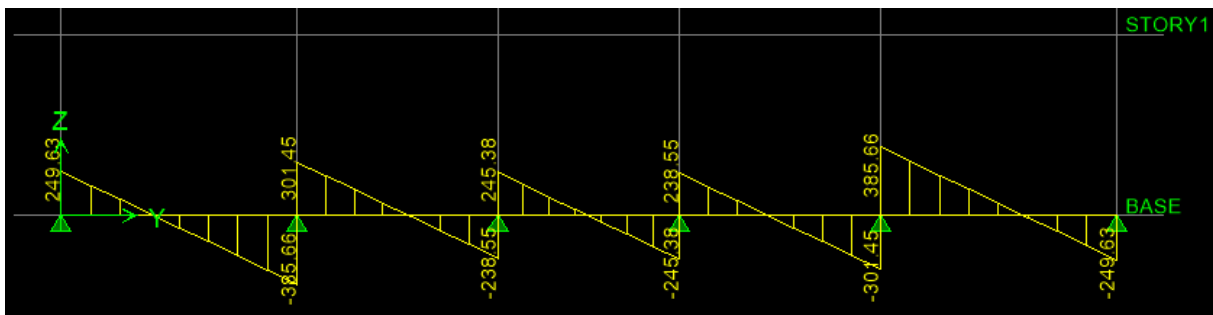


Figure VII.23 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Sollicitations maximales :

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a^{max} (KN.m)	255.08	226.35	519.78	362.55
M_t^{max} (KN.m)	142.93	126.83	378.40	267.71
T_{max} (KN)	410.03	273.83	577.53	385.66

Tableau VII.9 : Les efforts internes max dans les nervures.

- Ferrailage :
 - Armatures longitudinales

Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées suivant les deux sens et sera donnée dans le tableau suivant :

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 80 \text{ cm} ; d = 77 \text{ cm} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

	sens	zone	M (KN.m)	μ	obs	β	$A_{calculée}$ (cm ²)	ferrailage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
ELU	x-x	appuis	255.08	0.162	S.S.A	0.911	10.44	6HA16	12.06
	x-x	travée	142.93	0.091	S.S.A	0.952	5.60	5HA14	7.70
	y-y	appuis	519.78	0.331	S.S.A	0.79	24.55	8HA20	25.13
	y-y	travée	378.4	0.241	S.S.A	0.859	16.44	6HA20	18.85

Tableau VII.10 : Tableau récapitulatif du ferrailage des nervures.

- Armatures transversales :

Selon le **BAEL91**, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l \max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$$

Soit : ϕ_8 ; on prendra deux cadres en $\phi_8 \rightarrow 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Espacement des barres :

D'après le **RPA (Art 7.5.2.2)**, les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{80}{4}; 12 \times 2\right) = \min(20; 24)$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

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

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- **Quantité d'armatures transversales minimale :**

$$A_t \geq A_t^{min}$$

$$A_t^{min} = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_t^{min} = 1.5 \text{ cm}^2$$

→ **condition vérifiée**

- **Armatures de peau (Art 4.5,34 BAEL91/99) :**

Des armatures appelées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3 \text{ cm}^2}{1 \text{ m} \times 1} = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour 2HA14 = 3.08 cm²

- **Vérifications a l'ELU :**
- **Conditions de non fragilité du béton (Art B.7.4 BAEL 91/99) :**

On doit vérifier la condition :

$$A_{st} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 47 \times 2.1}{400} = 2.84 \text{ cm}^2$$

- Appuis : 12.06 cm² > 2.84 cm² → **condition vérifiée**
- Travée : 7.70 cm² > 2.84 cm² → **condition vérifiée**

- **Vérification au cisaillement (Art 5.1.1 BAEL 91/99) :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

- Sens longitudinal :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{410.03 \times 10^3}{500 \times 470} = 1.74 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.74 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

→ condition vérifiée

- Sens transversal :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{577.53 \times 10^3}{500 \times 470} = 2.45 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.45 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

→ condition vérifiée

• Vérifications a l'ELS :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha < \alpha'$$

Avec :

$$\alpha' = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Sens	Zone	M_u	M_s	μ	γ	α	α'	observation
X-X	Appuis	255.08	226.35	0.162	1.126	0.2223	0.3130	C.V
	Travée	142.93	126.83	0.091	1.126	0.1195	0.3130	C.V
Y-Y	Appuis	519.78	362.55	0.331	1.433	0.5232	0.4665	C.N.V
	travée	378.40	267.71	0.241	1.413	0.3503	0.4565	C.N.V

Tableau VII.11 : Vérifications a l'ELS.

La condition n'est pas vérifiée, donc il y a lieu de vérifier les contraintes dans le béton

On vérifie la condition :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} < \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

Sens	Zone	M_s (KN.m)	A (cm ²)	ρ_1	K_1	β_1	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
X-X	Appuis	226.35	12.06	0.513	31.47	0.892	273.26	348	8.68	15	C.V
	Travée	126.83	7.70	0.327	40.97	0.910	235.07	348	5.73	15	C.V
Y-Y	Appuis	362.55	25.13	1.069	20.02	0.857	218.62	348	10.92	15	C.V
	travée	267.71	18.85	0.802	23.99	0.871	211.76	348	8.82	15	C.V

Tableau VII.12 : Vérifications des contraintes du béton et de l'acier a l'ELS.

Conclusion :

Le ferrailage retenu sera :

➤ Radier :

Sens x-x

- En travée : **5HA14** = 7.70 cm²
- Au appuis : **5HA12** = 5.65 cm²

Sens y-y :

- En travée : **6HA12** = 6.78 cm²
- Au appuis : **5HA12** = 5.65 cm²
- **Débord** :
- Armatures principales : **4HA12** = 4.52 cm²
- Armatures de répartitions : **4HA10** = 3.14 cm²
- **Nervures** :

Sens x-x :

- En travée : **5HA14** = 7.70 cm²
- Au appuis : **6HA16** = 12.06 cm²

Sens y-y :

- En travée : **6HA20** = 18.85 cm²
- Au appuis : **8HA20** = 25.13 cm²

Espacement en zone nodale : 10 cm

Espacement en zone courante : 15 cm

- **Armatures de peau** : **2HA14** = 3.08 cm²

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'études nous a permis de faire nos premiers pas dans le travail d'un ingénieur en génie civil et du monde professionnel qui nous attend, celui-ci nous a permis de faire le lien entre la théorie acquise pendant notre cursus et la pratique.

En effet, ce travail nous a permis de découvrir les méthodes de travail pour mettre en application nos connaissances que ce soit dans le béton armée, la mécanique des sols, la dynamique des structures ou bien la RDM.

Nous avons également découvert les différents règlements, leur notions (**RPA**, **BAEL91/99**, **DTR**...etc.) et leurs applications et tout ceci nous a aidé à réaliser notre tâche de dimensionner et ferrailer les éléments tout en ayant pour objectifs de satisfaire les différentes vérifications exigées par les règlements cités

En fin de compte, nous avons conclu que l'élaboration et la conception d'un projet en bâtiment et construction, en tant qu'ingénieur en génie civil on ne se base pas uniquement sur le calcul, mais également sur sa concordance avec le côté pratique.

Enfin ce modeste travail n'est qu'un infime échantillon dans le domaine aussi large et vaste que le génie civil, nous espérons que ce soit le premier de nombreux autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il servira comme support aux promotions à venir.

Bibliographie :

- **Règlements :**

- Document technique règlementaire **DTR B.C.2.2**
- Règles de conception et de calcul de structures **C.B.A 93**
- Règlement Parasismique Algérien **RPA 99/2003**
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites **BAEL 91/99**

- **Ouvrage :**

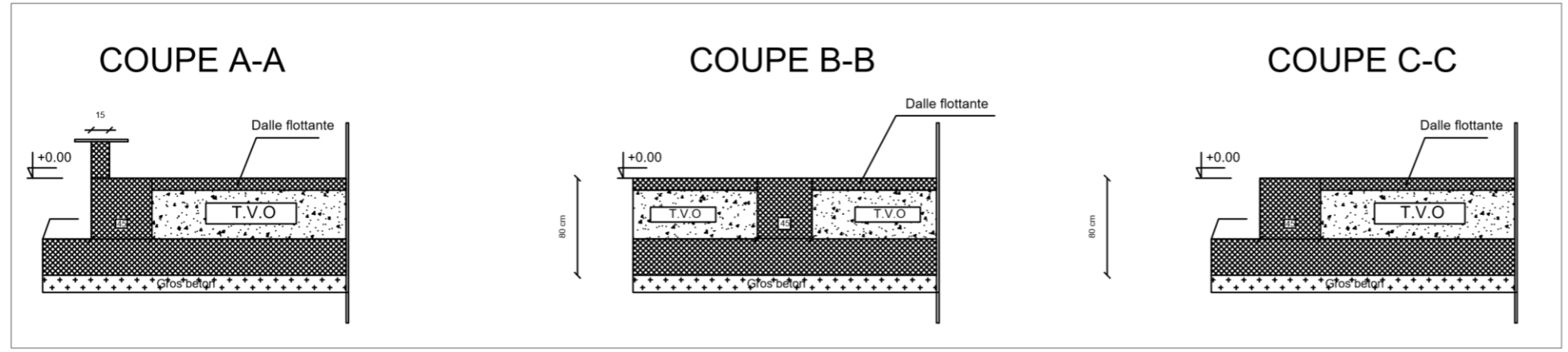
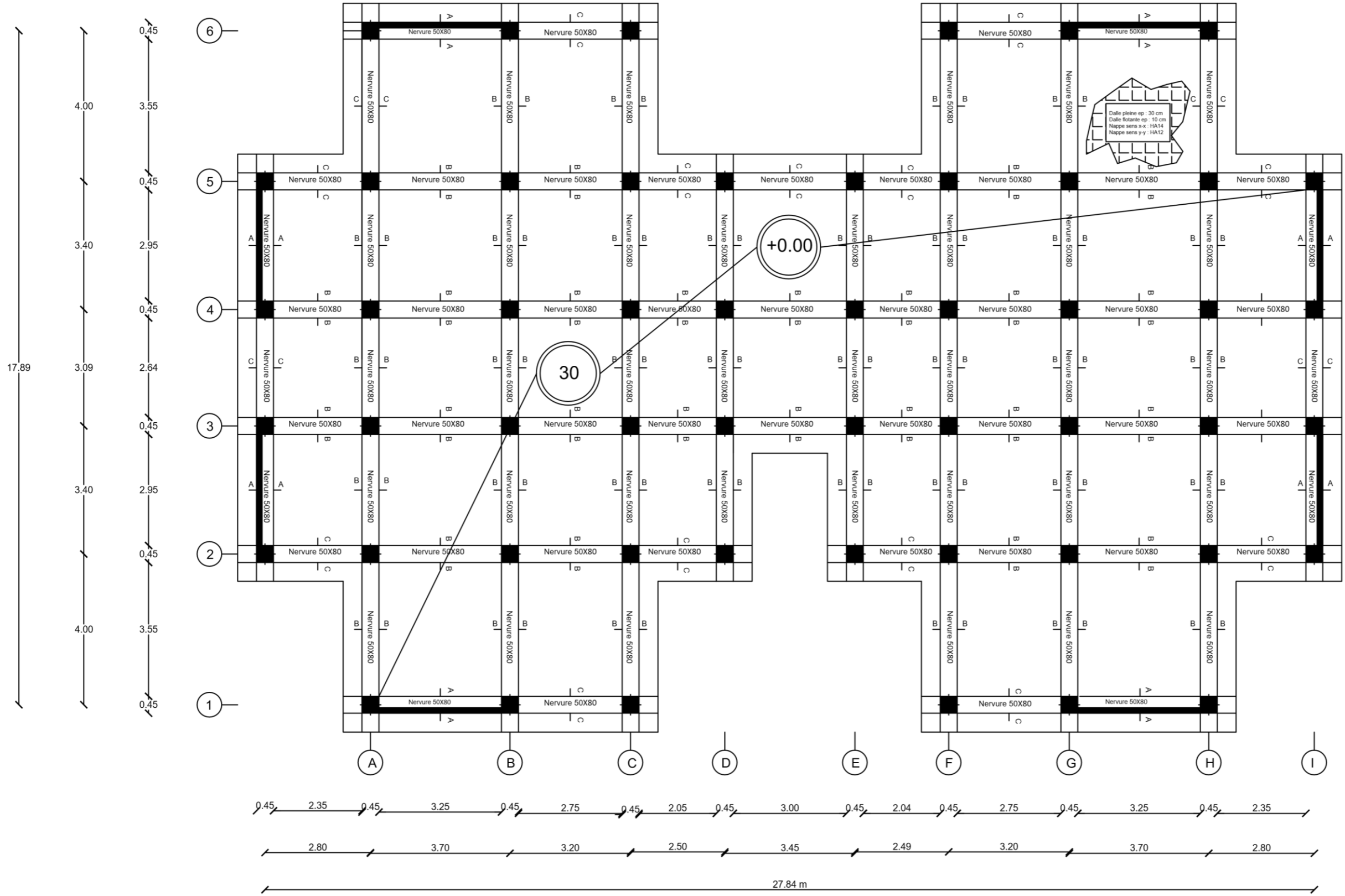
- Calcul des ouvrages en béton armée de M. BELAZOUGUI (Edition OPU)
- Formulaire du béton armé tome1 et 2 de Victor Davidovici (Edition le moniteur) (1996)

- **Thèses :**

- Etude d'une structure en R+5+Sous-sol + Comble avec une couverture en tuile, modélisé avec ROBOT (Réalisé par Youba Ikeufer et Koceila Mechehat) (2020/2021) (Université Tizi Ouzou/Option : CCI)
- Étude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation et commercial avec un système de contreventement mixte (Réalisé par Khif Lilia et Iddou Cylia) (2020/2021) (Université Tizi Ouzou/Option : CCI)
- Etude d'un bâtiment (R+5 +S-Sol) à usage d'habitation avec l'application du logiciel ETABS (Réalisé par Amroun Boudjema, Asselgou Menad et Idekki Said) (2020/2021) (Université Tizi Ouzou/Option : CCI)
- Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation contreventé par voiles porteurs en béton armé. Avec logiciel ETABS (Réalisé par Toumert Mohamed Ouramdane et Hannachi Mohamed Arezki) (2020/2021) (Université Tizi Ouzou/Option : CCI)

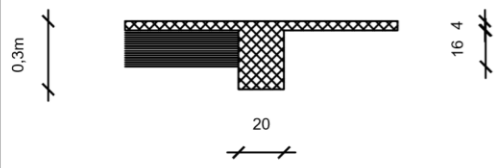
- **Logiciels :**

- Autocad 2016
- Microsoft Office 2016
- Logiciel de calcul de structure ETABS V9.7.0
- Logiciel RPA 2003
- Langage de programmation Python (Pycharm Community Edition 2022.1.3)
- Logiciel de calcul d'armatures et vérifications de contraintes Socotec

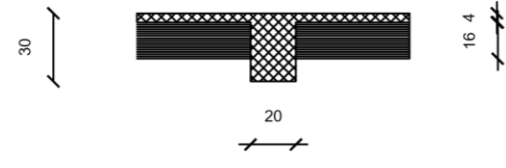


Université Mouloud Mammeri T-O Faculté de Génie de la construction		
Etude d'un projet a usage d'habitation en R+7		
COFFRAGE DU RADIER (+0.00)		Echelle : 1/50
Dirige par : Mme Belhassani	Fait par : Harrouche Yacine Houadj Cylia	

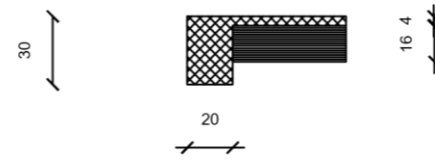
COUPE E-E



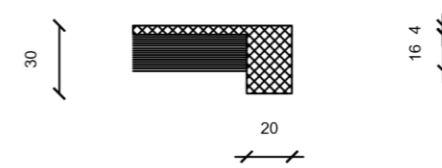
COUPE F-F



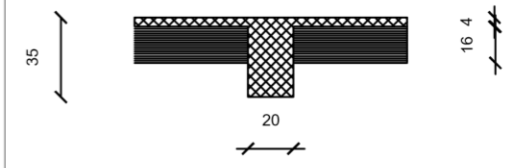
COUPE G-G



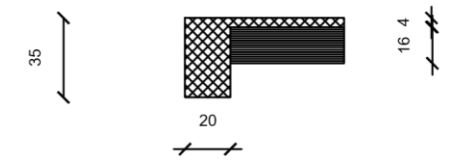
COUPE H-H



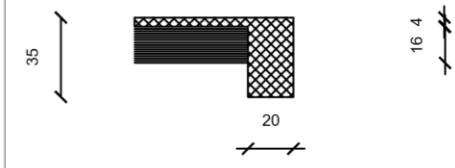
COUPE A-A



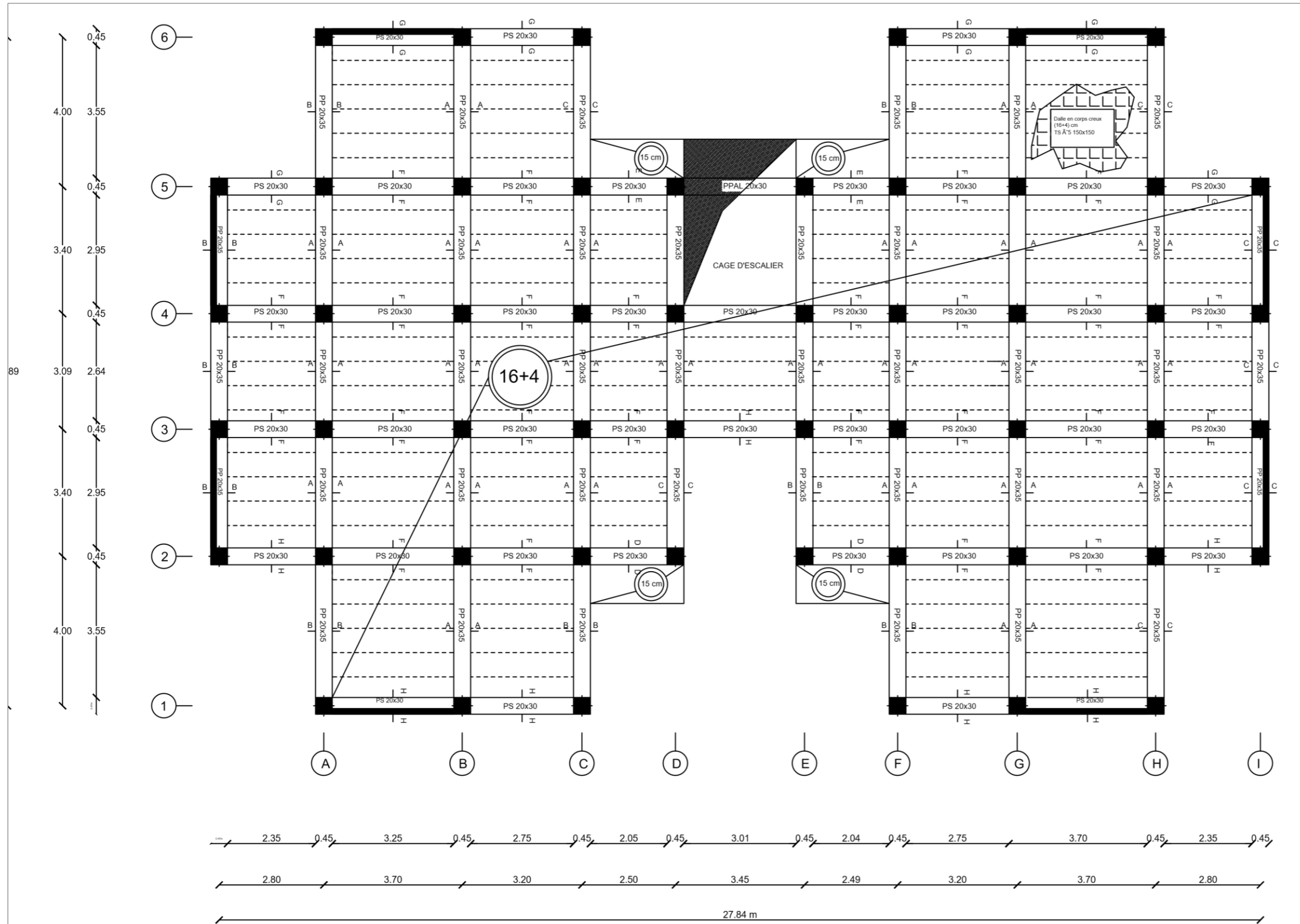
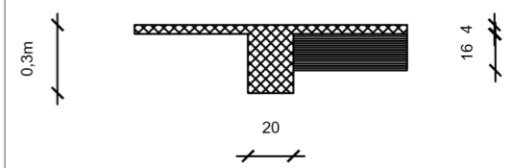
COUPE B-B



COUPE C-C



COUPE D-D



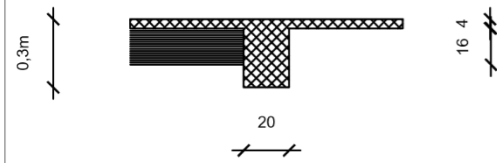
Universite Mouloud Mammeri T-O
Faculte de Genie de la construction

Etude d'un projet a usage
d'habitation en R+7

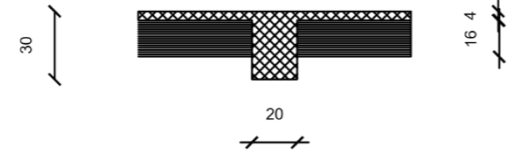
COFFRAGE RDC a etage 2 Echelle : 1/50

Dirige par : Mme Belhassani
Fait par : Harrouche Yacine, Houadj Cyllia

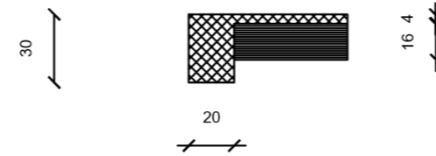
COUPE E-E



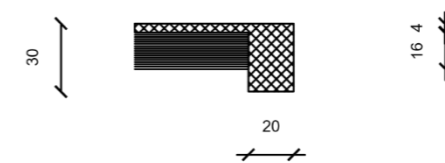
COUPE F-F



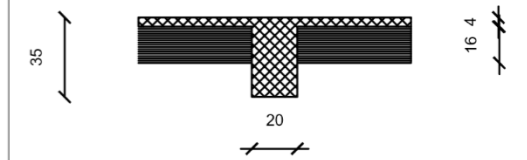
COUPE G-G



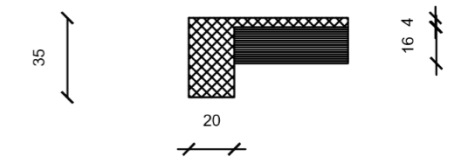
COUPE H-H



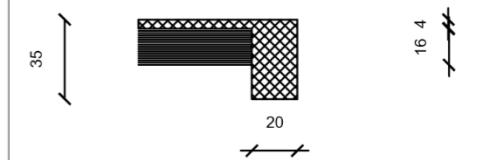
COUPE A-A



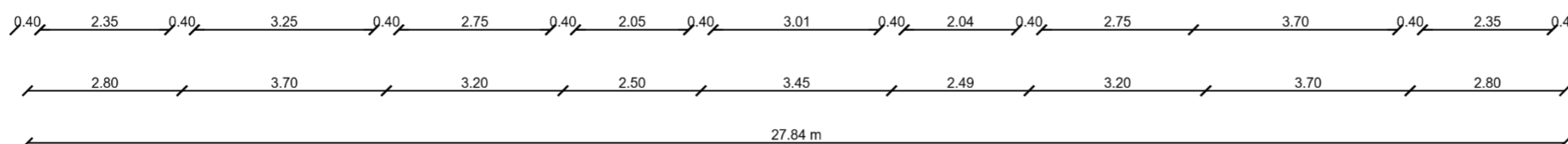
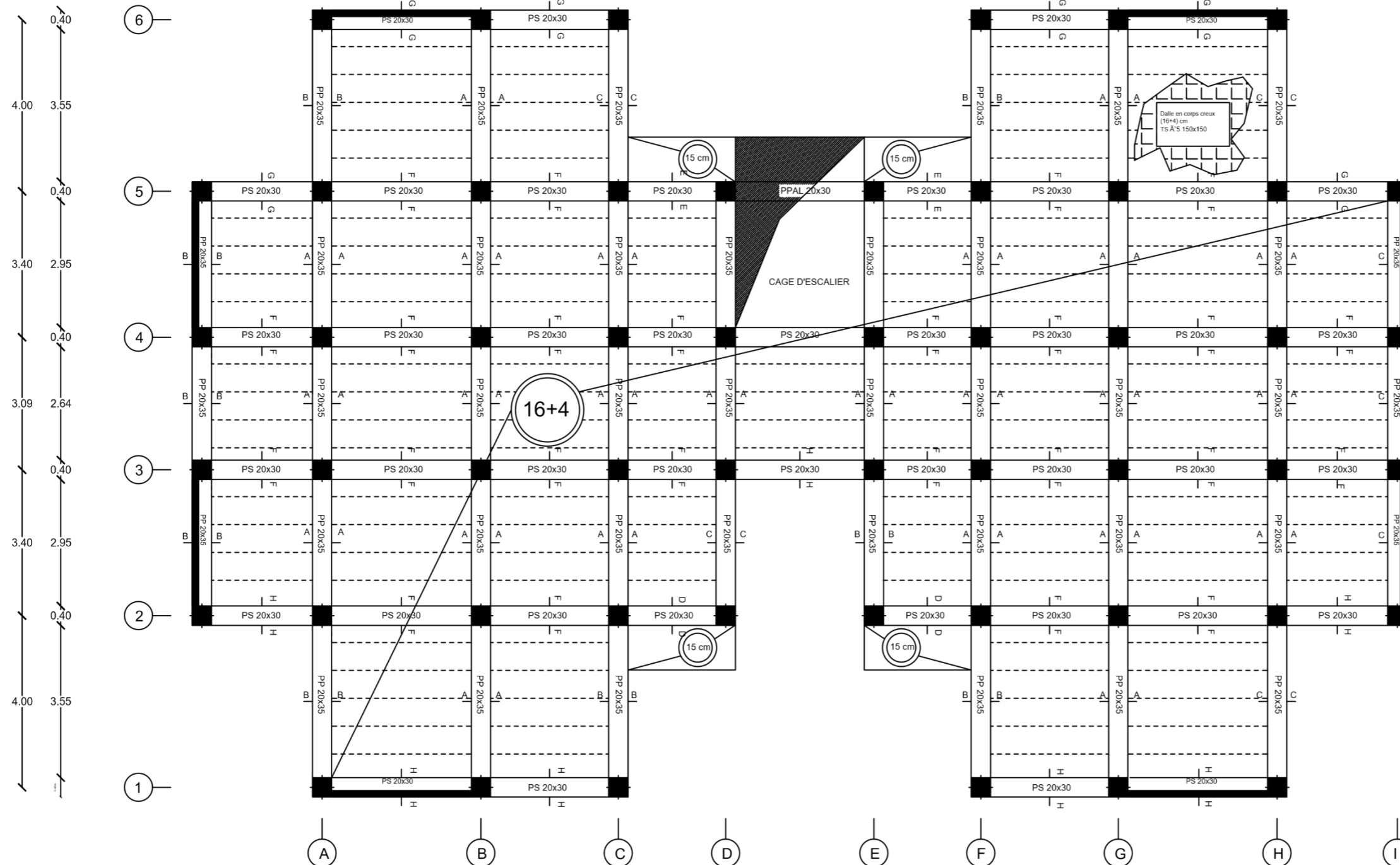
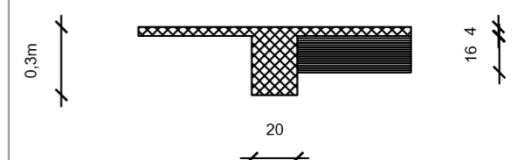
COUPE B-B



COUPE C-C



COUPE D-D



Universite Mouloud Mammeri T-O
Faculte de Genie de la construction

Etude d'un projet a usage
d'habitation en R+7

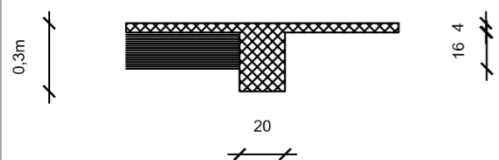
COFFRAGE 3eme a 5eme etage

Echelle :
1/50

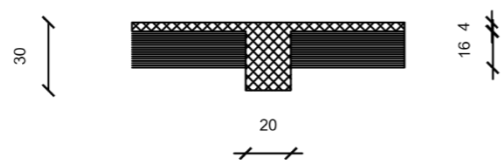
Dirige par :
Mme Belhassani

Fait par :
Harrouche Yacine
Houadj Cylia

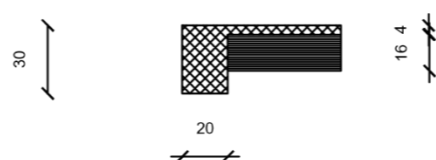
COUPE E-E



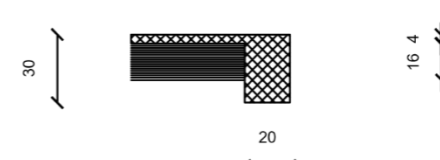
COUPE F-F



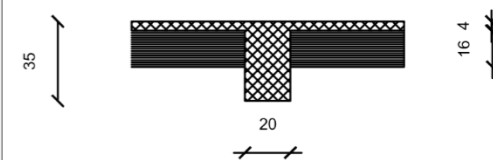
COUPE G-G



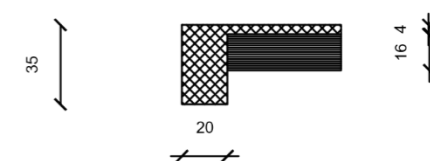
COUPE H-H



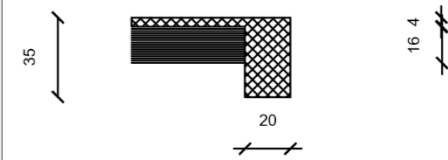
COUPE A-A



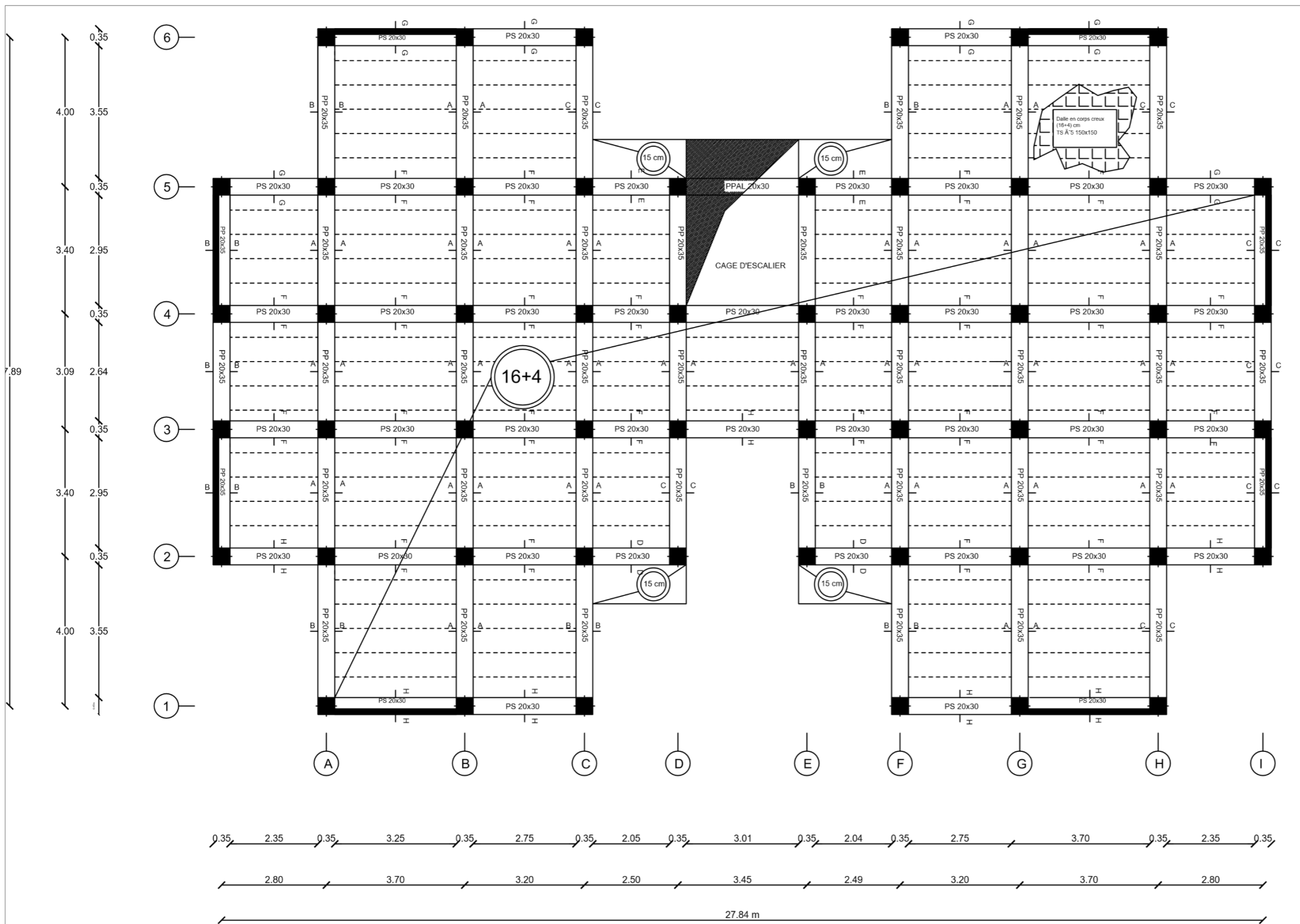
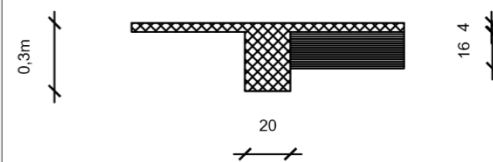
COUPE B-B



COUPE C-C



COUPE D-D



Universite Mouloud Mammeri T-O
Faculte de Genie de la construction

Etude d'un projet a usage
d'habitation en R+7

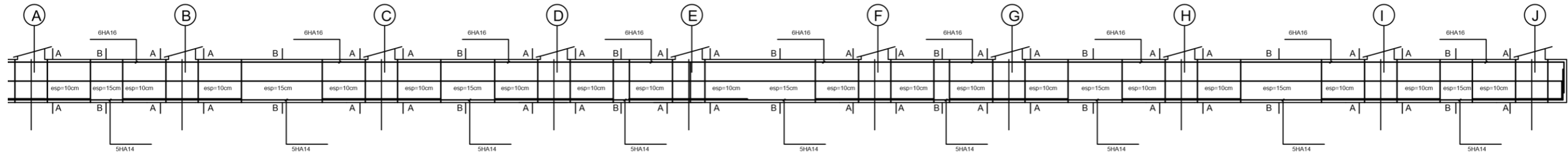
COFFRAGE 6eme et 7eme etage

Echelle :
1/50

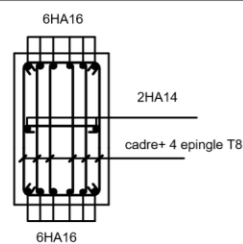
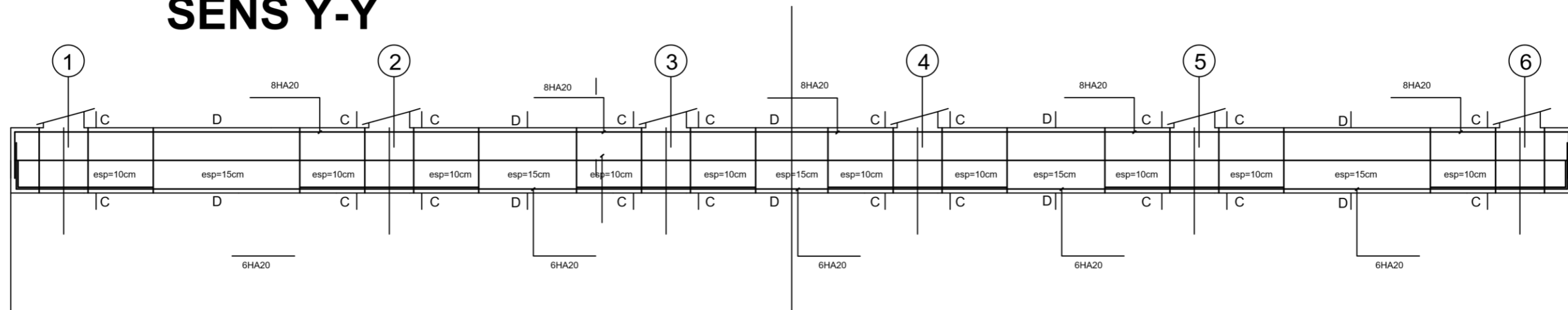
Dirige par :
Mme Belhassani

Fait par :
Harrouche Yacine
Houadj Cylia

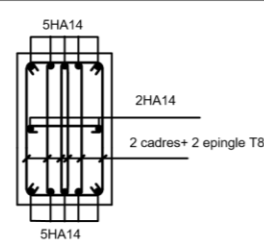
FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50x80) DANS LE SENS X-X



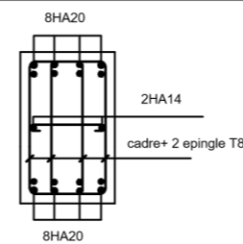
FERRAILLAGE DE LA NERVURE (50x80) DANS LE SENS Y-Y



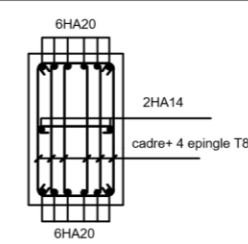
COUPE A-A



COUPE B-B



COUPE C-C



COUPE D-D

Universite Mouloud Mammeri T-O
Faculte de Genie de la construction

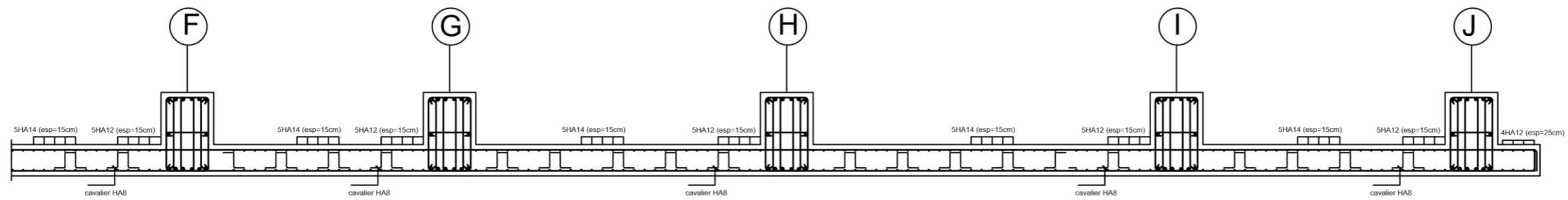
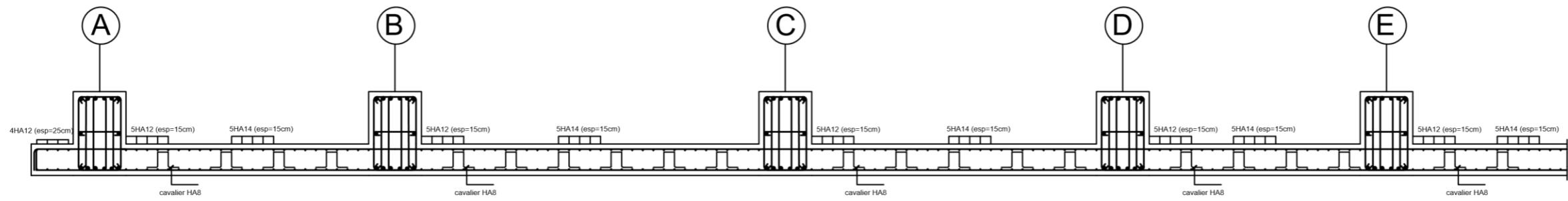
Etude d'un projet a usage
d'habitation en R+7

FERRAILLAGE DES NERVURES

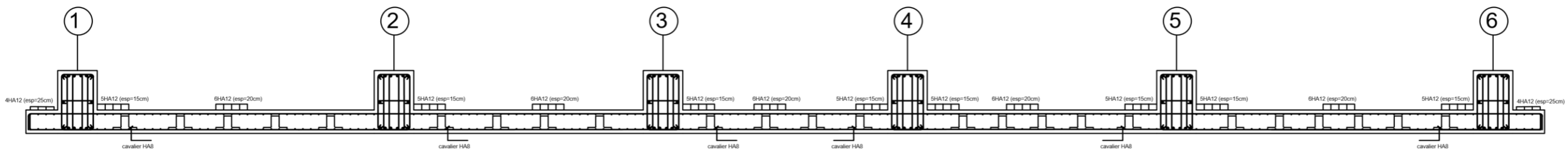
Dirige par :
Mme Belhassani

Fait par :
Harrouche Yacine
Houadj Cylia

FERRAILLAGE DE LA DALLE DANS LE SENS X-X



FERRAILLAGE DE LA DALLE DANS LE SENS Y-Y



Universite Mouloud Mammeri T-O
Faculte de Genie de la
construction

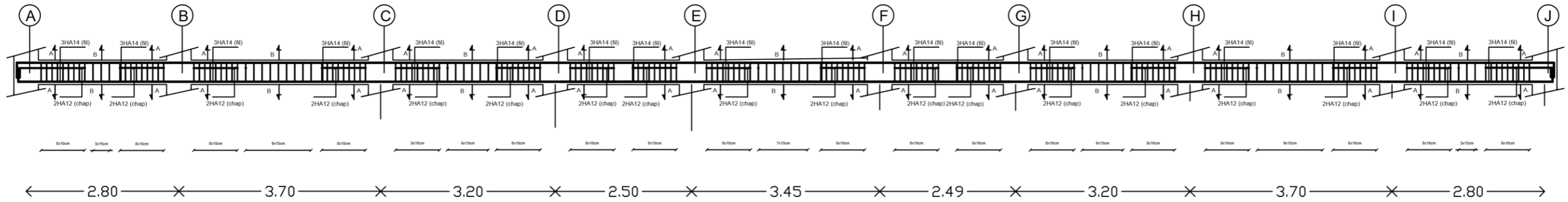
Etude d'un projet a usage
d'habitation en R+7

FERRAILLAGE DU RADIER

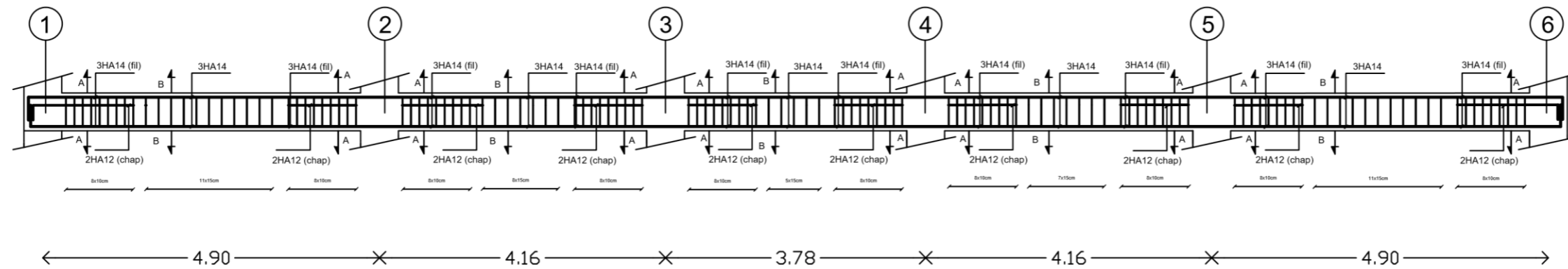
Dirige par :
Mme Belhassani

Fait par :
Harrouche Yacine
Houadj Cylia

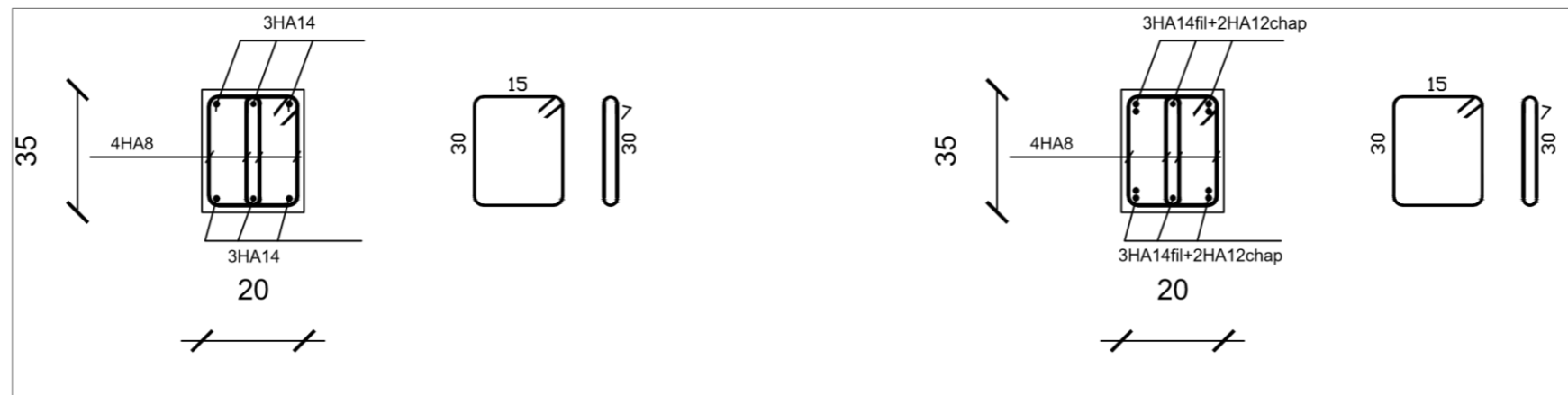
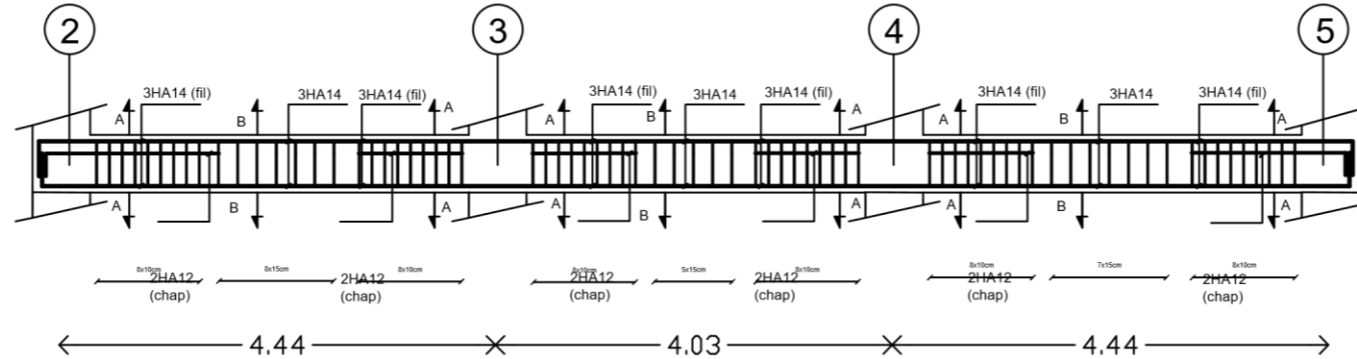
FERRAILLAGE POUTRES SECONDAIRES



FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXE B-C-D-G-H-I

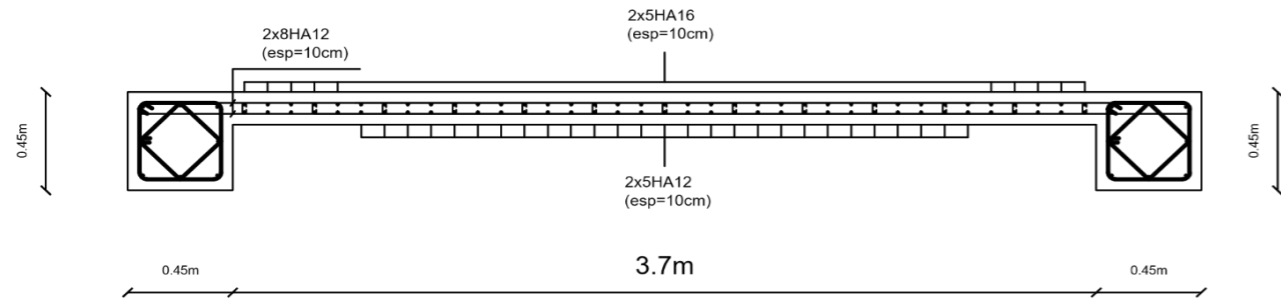


FERRAILLAGE POUTRES PRINCIPALES AXE A-E-F-J

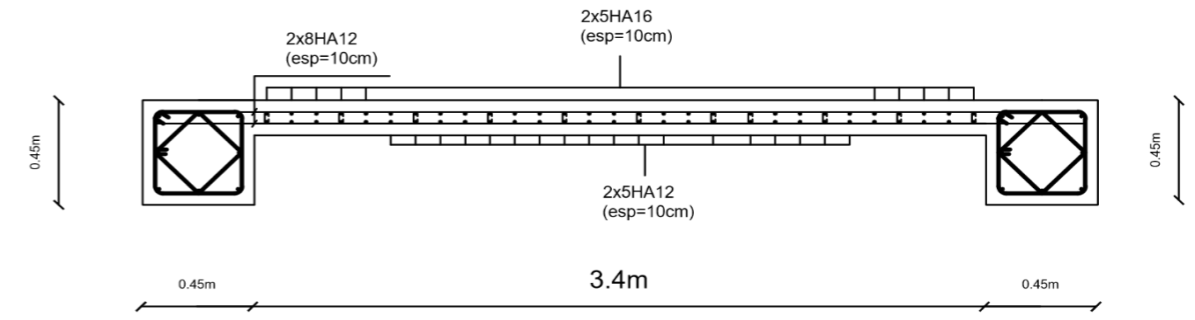


Université Mouloud Mammeri T-O
 Faculté de Génie de la construction
 Etude d'un projet à usage
 d'habitation en R+7
FERRAILLAGE DES POUTRES
 Dirige par : Mme Belhassani
 Fait par : Harrouche Yacine
 Houadj Cylia

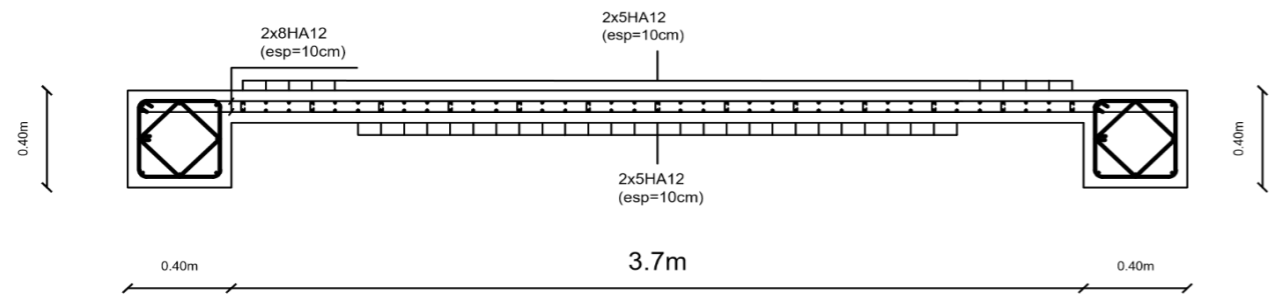
VL ZONE I



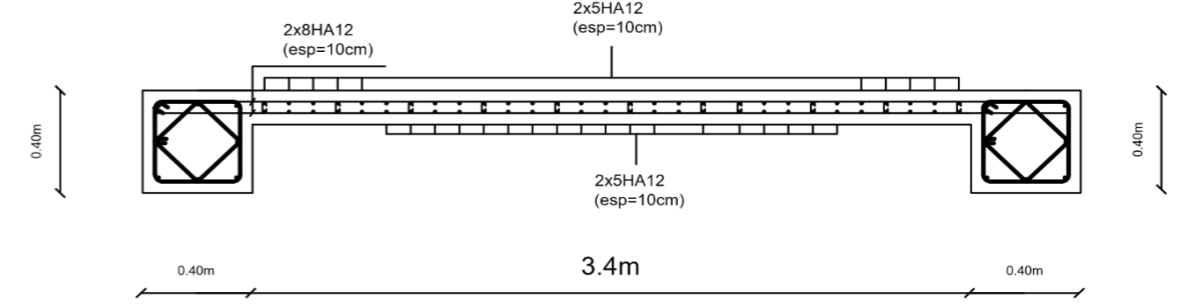
VT ZONE I



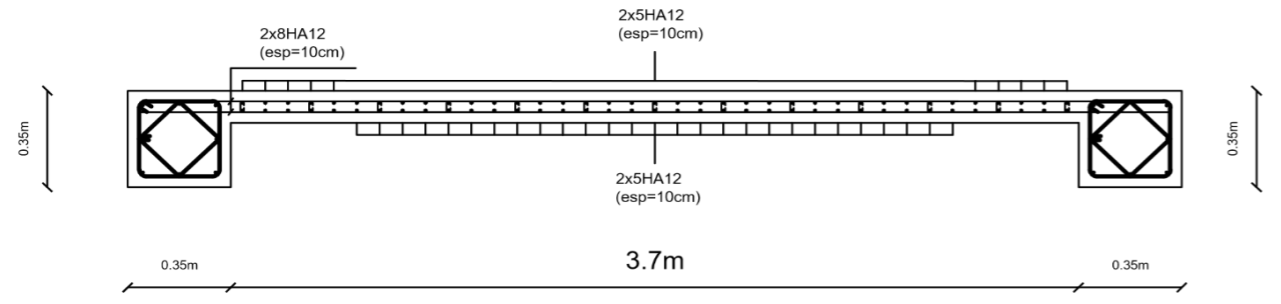
VL ZONE II



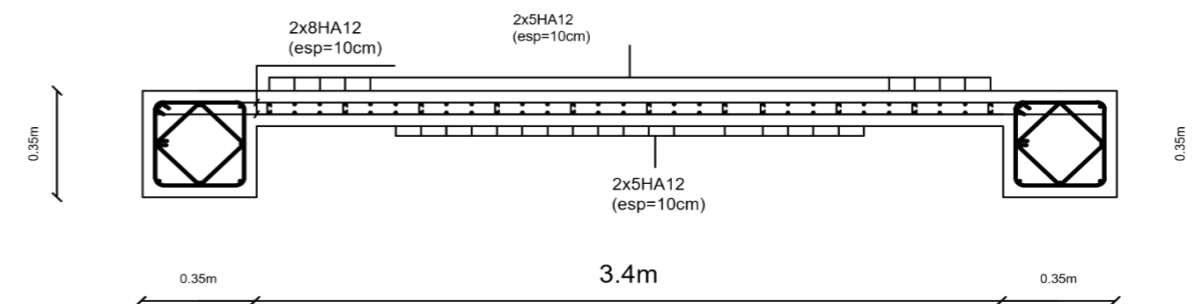
VT ZONE II



VL ZONE III



VT ZONE III



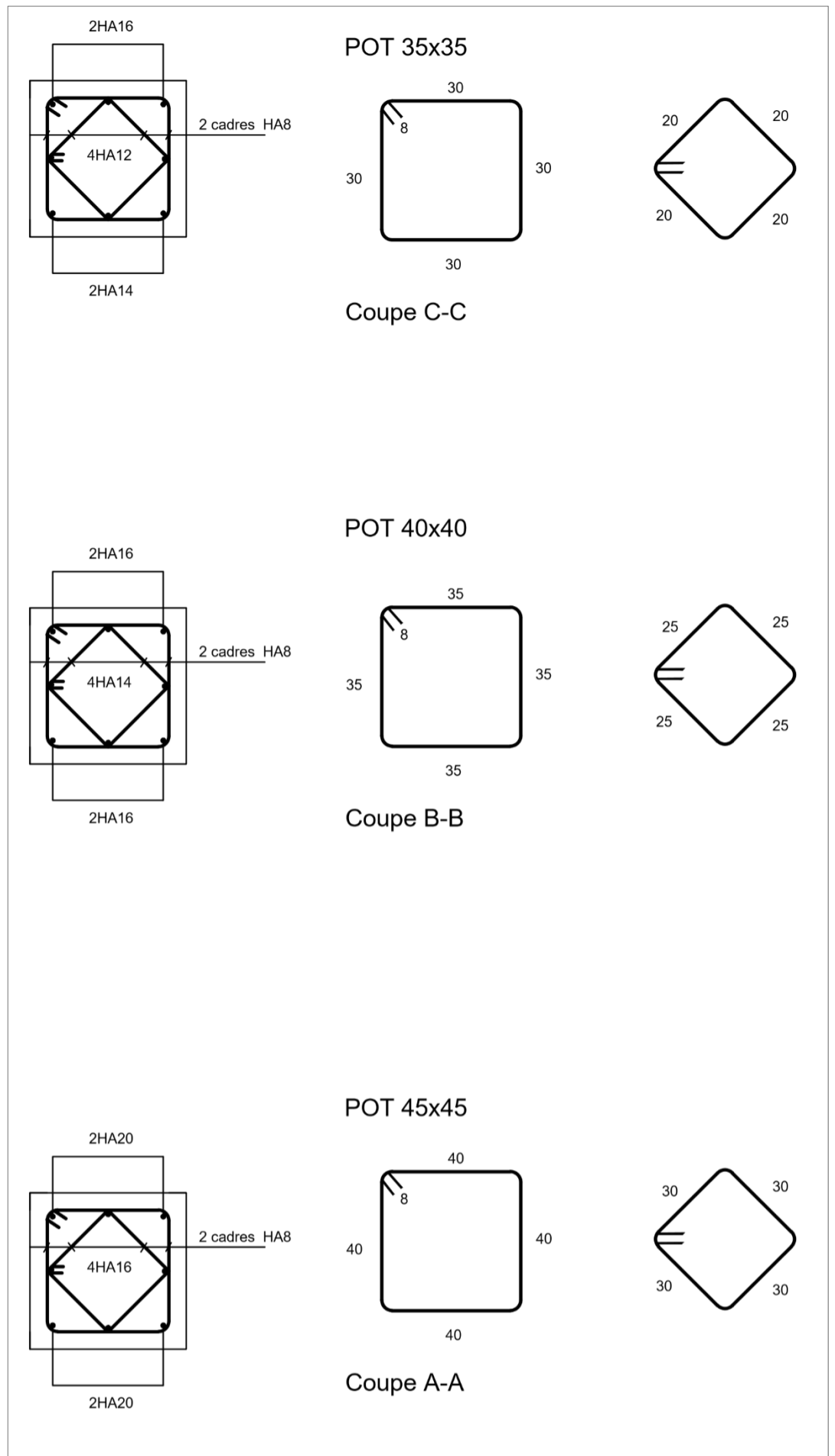
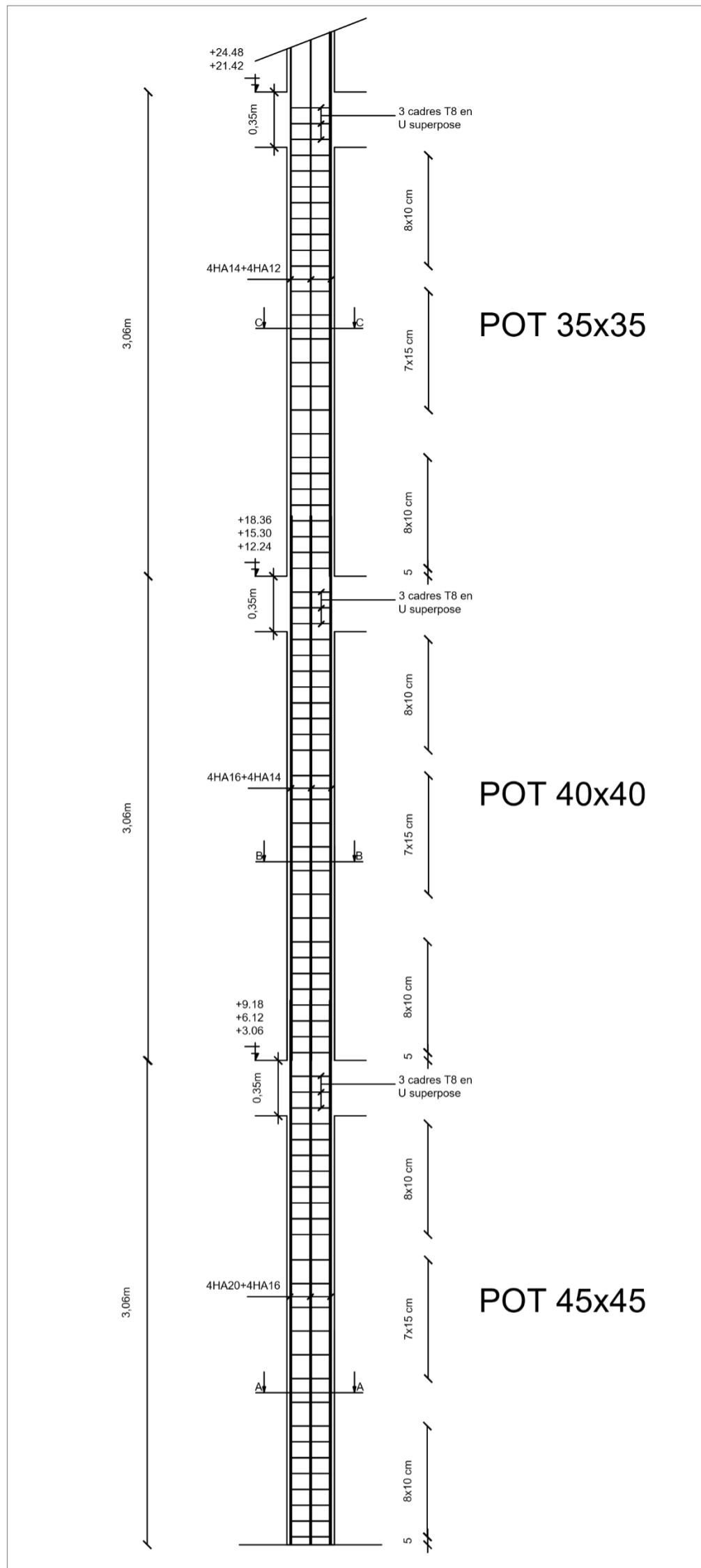
Universite Mouloud Mammeri T-O
 Faculte de Genie de la
 construction

Etude d'un projet a usage
 d'habitation en R+7

FERRAILLAGE DES VOILES

Dirige par :
 Mme Belhassani

Fait par :
 Harrouche Yacine
 Houadj Cylia



Universite Mouloud Mammeri T-O Faculte de Genie de la construction	
Etude d'un projet a usage d'habitation en R+7	
FERRAILLAGE DES POTEAUX	
Dirige par : Mme Belhassani	Fait par : Harrouche Yacine Houadj Cylia