

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.

Option : Construction Civiles et Industrielles.

Thème

*Etude d'un bâtiment (entresol +R+8+étage
Attique) à usage d'habitation et commercial
Contreventée par voile et portique*

Etudié par : M^{elle} ABDENNBI Dyhia

M^{elle} ACHOUR Kamelia

Dirigé par : M^{me} MEZIANI.F

Année universitaire : 2019/2020

REMERCIEMENTS

*Nos remerciements vont à notre promotrice **Mme MEZIANI** qui nous a suivi, orienté tout le long de notre travail*

On tient de même à remercier les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel du département de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance.

*Nous remercions en particulier **Mr KAHIL** pour ses orientations et ses conseils.*

Nous remercions enfin nos amis et toutes personnes ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

Dyhia et kamelia

Dédicace

Je dédie ce travail à:

Mes très chers parents,

*Qui n'ont jamais cessé de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse
atteindre mes objectifs.*

A ma très chère sœur et à mon beau-frère,

Pour leurs aides et leurs conseils précieux tout le long de mes études,

A mon frère et à mes deux cousins,

Pour leurs soutiens moraux et leurs présences au quotidien à mes côtés,

A ma promotrice Mme Meziani,

A ma chère binôme kamelia,

Pour sa patience et sa compréhension

A mes chers ami (e)s,

Pour leurs supports et aides dans les moments difficiles

A toute la promotion 2019/2020

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce travail*

Dyhin

Dédicace

Je dédie ce travail à:

Mes chers parents,

*Qui n'ont jamais cessé de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse
atteindre mes objectifs.*

Mes chers oncles et mes chères tantes

*Pour leurs soutiens moral et leurs conseils précieux tout le long de mes
études*

A mes très chères grands-mères

De l'affection dont elles ne cessent de me combler

A ma promotrice Mme Meziani

A ma chère binôme Dyhia

Pour sa patience et sa compréhension

A mes chers ami (e)s

Pour leurs support et aides dans les moments difficiles

A toute la promotion 2019/2020

*A toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce travail*

Kamelia

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1) : Présentation de l'ouvrage

1

I-2) : Caractéristiques géométrique de l'ouvrage

2

I-3) : Les éléments de l'ouvrage

2

I-4) : Caractéristiques mécaniques des matériaux

6

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II-1) : Introduction

13

II-2) : Planchers

13

II-3) : Poutres

16

II-4) : Poteaux

18

II-5) : Evaluation des charges et surcharges

19

II-6) : Loi de dégression des charges

24

II-7) : Vérifications des exigences relatives au RPA

27

II-7) : pré-dimensionnement des voiles

30

Chapitre III : Calcul des éléments.

III-1) : Etude de l'acrotère

32

III-2) : Calcul des balcons

.....
41

III-3) : Calcul des escaliers

49

III-4) : Calcul de la poutre palière

.....
67

III-5) : Calcul des planchers

.....
76

III-6) : Etude de la dalle salle machine

.....
112

Chapitre IV : Etude de contreventement

IV -1) : Introduction

.....
122

IV -2) : Etude des portiques

.....
122

IV -3) : Etude des refends

.....
128

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA

V-1) Introduction

.....
138

V-2) : Classification de l'ouvrage

.....
138

V-3) : Etude sismique

.....
139

V-4) : La modélisation

.....
140

V-5) : Description du logiciel ETABS

.....
140

V-6) : Vérification des exigences RPA

.....
144

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI-1) : Ferrailage des poteaux

.....
163

VI-2) : Ferrailage des poutres

.....
179

VI-3) : Ferrailage des voiles

.....
188

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VII-1) : Introduction

.....
203

VII-2) : Choix du type de fondation

.....
203

VII-3) : Etude du radier général

.....
208

Chapitre VIII : Mur plaque

VIII-1) : Pré-dimensionnement du mur plaque

.....
234

VIII-2) : Caractéristiques du sol

.....
234

VIII-3) : Calcul des sollicitations

.....
235

VIII-4) : Ferrailage du mur plaque

.....
237

VIII-5) : Recommandation du RPA99

.....
238

Conclusion

Bibliographie

Liste des figures

Fig. I.1. : Plancher corps creux.....	2
Fig. I.2. : Eléments d'un plancher en dalle pleine.....	3
Fig. I.3. : Eléments d'un mur intérieur et extérieur.....	3
Fig. I.4. : Coupe schématique d'un escalier	4
Fig. I.5. : Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU.....	7
Fig. I.6. : Diagramme contraintes -déformations du béton à l'ELS.....	7
Fig. I.7. : Diagramme contrainte –déformation de l'acier.....	11
.....	
Fig. II.1. : Coupe d'un plancher corps creux.....	15
Fig. II.2. : Dimension dune poutre	16
Fig. II.3. : Dimension de la poutre principale	18
Fig. II.4. : Dimension de la poutre secondaire	18
Fig. II.5. : Coupe d'un mur extérieur.....	20
Fig. II.6. : Coupe horizontale d'un mur intérieur.....	21
Fig. II.7. : Surface revenante au poteau D3.....	22
Fig. II.8. : Loi de dégression des surcharges.....	24
Fig. II.9. : Coupe du voile en élévation.....	30
Fig. II.10. : Coupe du voile en plan.....	31
.....	
Fig.III.1.1. : Coupe verticale de l'acrotère.....	32
Fig. III.1.2. : Diagrammes des efforts internes.....	33
Fig. III.1.3. : Schéma de calcul de l'acrotère	34
Fig. III.1.4. : Plan de ferrailage de l'acrotère.....	40
Fig. III.2.1. : Schéma statique d'un balcon.....	41
Fig. III.2.2. : Coupe vertical d'un balcon.....	42
Fig. III.2.3. : Plan de ferrailage du balcon.....	48
Fig. III.3.1. : Schéma statique d'un escalier.....	49
Fig. III.3.2. : Schéma correspondant à la volée de l'escalier.....	51
Fig. III.3.3. : Schéma statique de l'escalier	53
Fig. III.3.4. : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	55
Fig. III.3.5. : Section droite de la paillasse à étudier.....	56

Fig. III.3.6. : Schéma statique à ELS.	59
Fig. III.3.7. : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.....	61
Fig. III.3.8. : Section droite des escaliers.....	64
Fig. III.3.9. : Plan de ferrailage des escaliers.....	66
Fig. III.4.1. : Schéma de la poutre palière.....	66
Fig. III.4.2. : Section de la poutre palière.....	67
Fig. III.4.3. : Charge de la poutre à ELU.....	68
Fig. III.4.4. : Diagrammes des efforts internes de la poutre palière à ELU.....	68
Fig. III.4.5. : Charge de la poutre à ELS.....	71
Fig. III.4.6. : Diagrammes des efforts internes à ELS.....	72
Fig. III.4.7. : Plan de ferrailage de la poutre palière.....	74
Fig. III.5.1. : Schéma d'un plancher en corps creux.....	75
Fig. III.5.2. : Ferrailage de la dalle de compression.....	76
Fig. III.5.3. : Surface revenant aux poutrelles.....	77
Fig. III.5.4. : Section en T.....	80
Fig. III.5.5. : Diagramme des moments fléchissant pour le 1^{er} cas à ELU.....	84
Fig. III.5.6. : Diagrammes des efforts tranchant du 1^{er} cas à ELU.	85
Fig. III.5.7. : Diagrammes des moments fléchissant à ELU.....	87
Fig. III.5.8. : Diagrammes des efforts tranchant à ELU.....	87
Fig. III.5.9. : Diagrammes des moments fléchissant du 3^{eme} cas à ELU.....	89
Fig. III.5.10. : Diagrammes des efforts tranchant à ELU.....	90
Fig. III.5.11. : Diagrammes des moments fléchissant du 4^{eme} cas à ELU.....	91
Fig. III.5.20. : Ferrailage de la poutrelle.....	109
Fig. IV.1. : Identification des paramètres.....	122

Fig. IV.2. : Voile longitudinal	128
Fig. IV.3. : Voile transversal	129
Fig. IV.4. Trapèze de calcul.....	1 32
Fig. IV.5. : Diagrammes des moments des aires.....	133
Fig. V.1. : Modèle 3D de la structure après modélisation.....	141
Fig. V.2. : Spectre de réponse de calcul.....	143
Fig. VI.1. : Section d'un poteau.....	166
Fig. VI.2. : Délimitation de la zone nodale.....	173
Fig. VI.3. : Dispositions des voiles dans notre projet.....	191
Fig. VI.4. : Disposition des armatures verticales.	194
Fig. VII.1. : Dimensions d'une fondation.....	209
Fig. VII.2. : Diagramme des contraintes.....	217
Fig. VII.3. : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	219
Fig. VII.4. : Le panneau le plus sollicité.....	221
Fig. VII.5. : Schéma statique du débord.....	227
Fig. VII.6. : Présentation du chargement simplifié.....	229
Fig. VII.7. : Répartition triangulaire.....	230
Fig. VII.8. : Diagramme de chargements des nervures à l'ELU.....	231
Fig.VII.9. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	231
Fig.VII.10. : Diagramme de chargements des nervures à l'ELS.....	231
Fig.VII.11. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.....	232
Fig.VII.12. : Diagramme de chargements des nervures à l'ELU.....	232
Fig.VII.13. : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	232
Fig.VII.14. : Diagramme de chargements l'effort tranchant a l'ELS.....	232
Fig.VII.15. : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS.....	233
Fig.VII.16. : Diagramme de chargements des nervures à l'ELU.....	233
Fig.VII.17. : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	233
Fig.VII.18. : Diagramme de chargements des nervures à l'ELS.....	233
Fig.VII.19. : Diagramme des moments fléchissant a l'ELS.....	234
Fig.VII.20. : Diagramme de chargements des nervures à l'ELU.....	234
Fig.VII.21. : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	234

Fig.VII.22. : Diagramme de chargements des nervures à l'ELS.....	234
Fig.VII.23. : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	234
Fig. VIII.1. : Schéma statique du mur plaque.....	239
Fig. VIII.2. : Diagrammes des contraintes à ELU.....	240
Fig. VIII.3. : Diagramme des contraintes à ELS.....	241

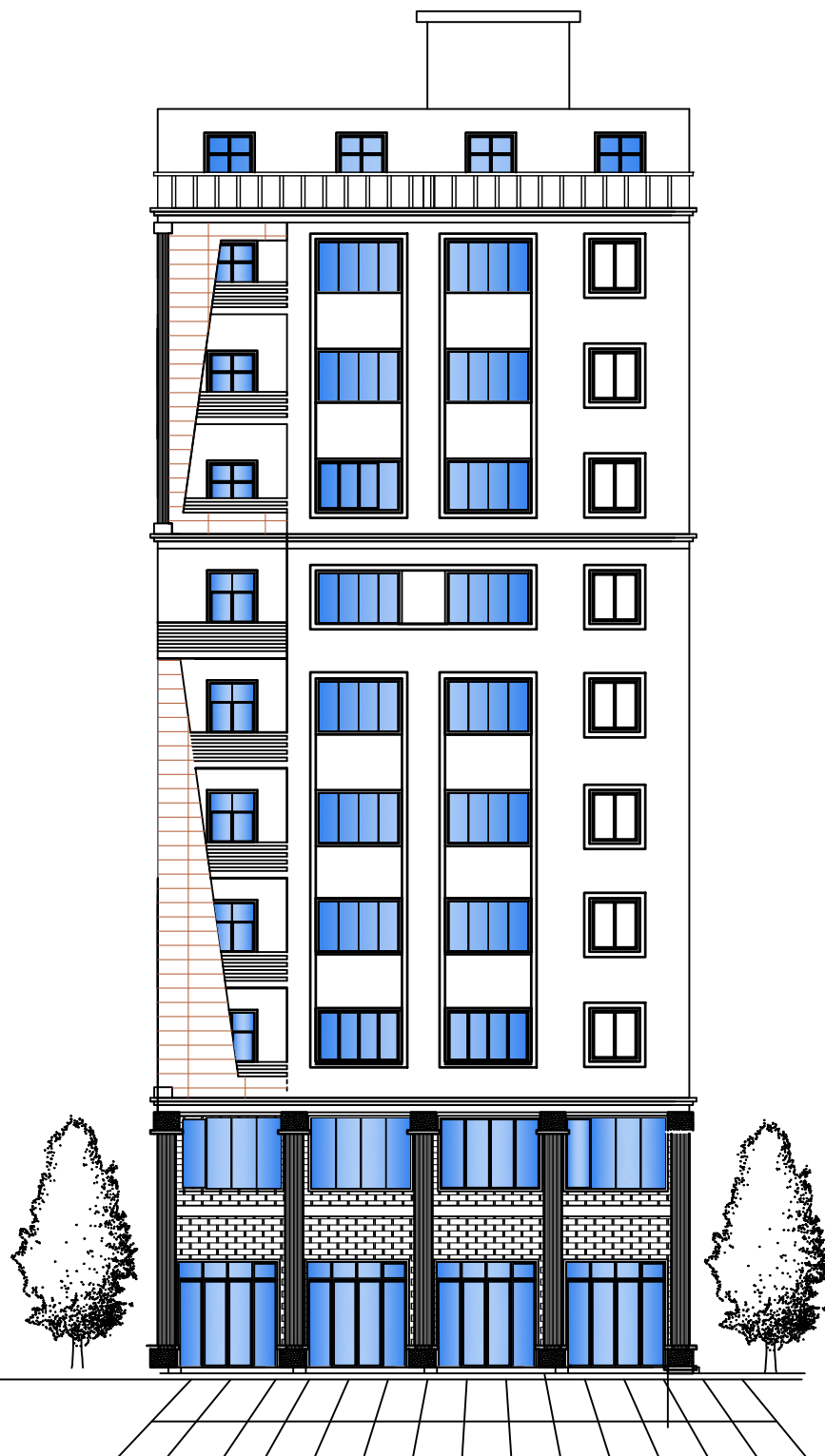
LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1: Fe en fonction du type d'acier.....	9
Tableau. II.1. : Pré-dimensionnement des poteaux.....	18
Tableau. II.2. : Charge permanente de la terrasse inaccessible.....	18
Tableau. II.3.: Charge permanente de la terrasse accessible.....	19
Tableau. II.4. : Charge permanente de l'étage courant.....	19
Tableau. II.5. : Charge permanente de la dalle pleine.....	19
Tableau. II.6. : Charge permanente d'un mur extérieur.....	20
Tableau. II.7. : Charge permanente d'un mur intérieur.....	21
Tableau. II.8. : Les valeurs du coefficient $(\frac{3+n}{2n})$	24
Tableau. II.9. : Tableau récapitulatif de la dégression des charges d'exploitation.	25
Tableau. II.10. : Récapitulatif de la descente de charges.....	26
Tableau. II.11. : Vérification au flambement.....	29
Tableau. III.2.1 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps	42
Tableau. III.3.1 : Charges permanentes de la volée.....	52
Tableau. III.3.2 : Charges permanentes du palier.....	52
Tableau. IV.1. Rigidités des poutres dans le sens X-X.....	123
Tableau. IV.2. Rigidités des poutres dans le sens Y-Y	124
Tableau. IV.3. Rigidités des poteaux dans le sens X-X	125
Tableau. IV.4. Rigidités des poteaux dans le sens Y-Y.....	125
Tableau. IV.5. Rigidités des portiques dans le sens X-X.....	126
Tableau. IV.6. Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.....	128
Tableau. IV.7. Rigidité des voiles longitudinaux (x-x)	130

Tableau. IV.8. Rigidité des voiles transversaux (y-y).....	131
Tableau. IV.9. Rigidités de l'ensemble « Portique + Voiles.....	131
Tableau. IV.10. Section des aires et position du CDG.....	134
Tableau. IV.11. Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X).....	135
Tableau. IV.12. Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (Y-Y)	135
Tableau. IV.13. Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (X-X).....	136
Tableau. IV.14. Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (Y-Y)	136
Tableau. IV.15. Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens.....	136
Tableau. IV.16. Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal.....	137
Tableau. V.1 : Valeur de T1 et T2.....	138
Tableau. V.2 : Valeurs des pénalités Pq dans le sens longitudinal.	142
Tableau. V.3 : Valeurs des pénalités Pq dans le sens transversal.....	143
Tableau. V.4 : Caractéristiques du spectre de réponse.....	143
Tableau. V.5 : Vérification de l'excentricité suivant x-x.	147
Tableau. V.6 : Vérification de l'excentricité suivant y-y.....	147
Tableau. V.7 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	148
Tableau. V.8 : Nombres de modes.....	149
Tableau. V.9 : Vérification de vibration des modes.....	149
Tableau. V.10 : Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.....	155
Tableau. V.11 : Tableau récapitulatif de résultat.....	157
Tableau. V.12 : Vérification de l'effet p- Δ	159
Tableau. VI.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	163
Tableau. VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.....	164
Tableau. VI.3: Efforts internes dans les poteaux.....	168

Tableau. VI.4. : Calcul des sections de poteaux.....	170
Tableau. VI.5. : Choix des armatures longitudinales.....	171
Tableau. VI.6. : Sections des armatures transversales.....	172
Tableau. VI.7. : Délimitation de la zone nodale.....	173
Tableau. VI.8. : Vérification du cisaillement.....	174
Tableau. VI.9. : Vérification de la condition de non fragilité.	174
Tableau. VI.10. : Vérification des contraintes à ELS.....	177
Tableau. VI.11. : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	178
Tableau. VI.12. : Section d'armatures longitudinales.....	180
Tableau. VI.13. : Ferrailage des poutres principales.....	182
Tableau. VI.14. : Ferrailage des poutres secondaires.....	182
Tableau. VI.15. : Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU.....	183
Tableau. VI.16. : Vérifications des armatures transversales à ELU.....	183
Tableau. VI.17. : Vérification au cisaillement.	184
Tableau. VI.18. : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	184
Tableau. VI.19. : Condition de non fragilité du béton de la section minimale.	186
Tableau. VI.20. : Moments à ELS.....	187
Tableau. VI.21. : Vérifications des contraintes à ELS.....	187
Tableau. VI.22. : Récapitulatif du ferrailage des poutres.....	187
Tableau. VI.23. : Calcul des armatures transversales.....	193
Tableau. VI.24. : Ferrailage adopté pour le voile VL1.....	199
Tableau. VI.25. : Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL7, VL8.....	201
Tableau. VI.26. : Ferrailage des voiles VL3.....	202
Tableau. VI.27. : Ferrailage des voiles VL4.....	203
Tableau. VI.28. : Ferrailage des voiles VL5, VL6.....	204
Tableau. VI.29. : Ferrailage des voiles VT1, VT2, VT3, VT4.....	205
Tableau. VI.30. : Ferrailage des voiles VT5.....	207

Tableau. VII.1.: Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.	210
Tableau. VII.2. : Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.....	210
Tableau. VII.3. : Résultats du calcul d'une semelle filante sous poteaux.	212
Tableau. VII.4. : Vérifications de la condition de non fragilité.	224
Tableau. VII.5. : Les efforts internes dans les nervures.....	235
Tableau. VII.6. : Vérification des contraintes à l'ELS.....	239
Tableau. VIII.1. : ferrailage de mur plaque.....	243
Tableau. VIII.2. : Vérification des contraintes du béton	244

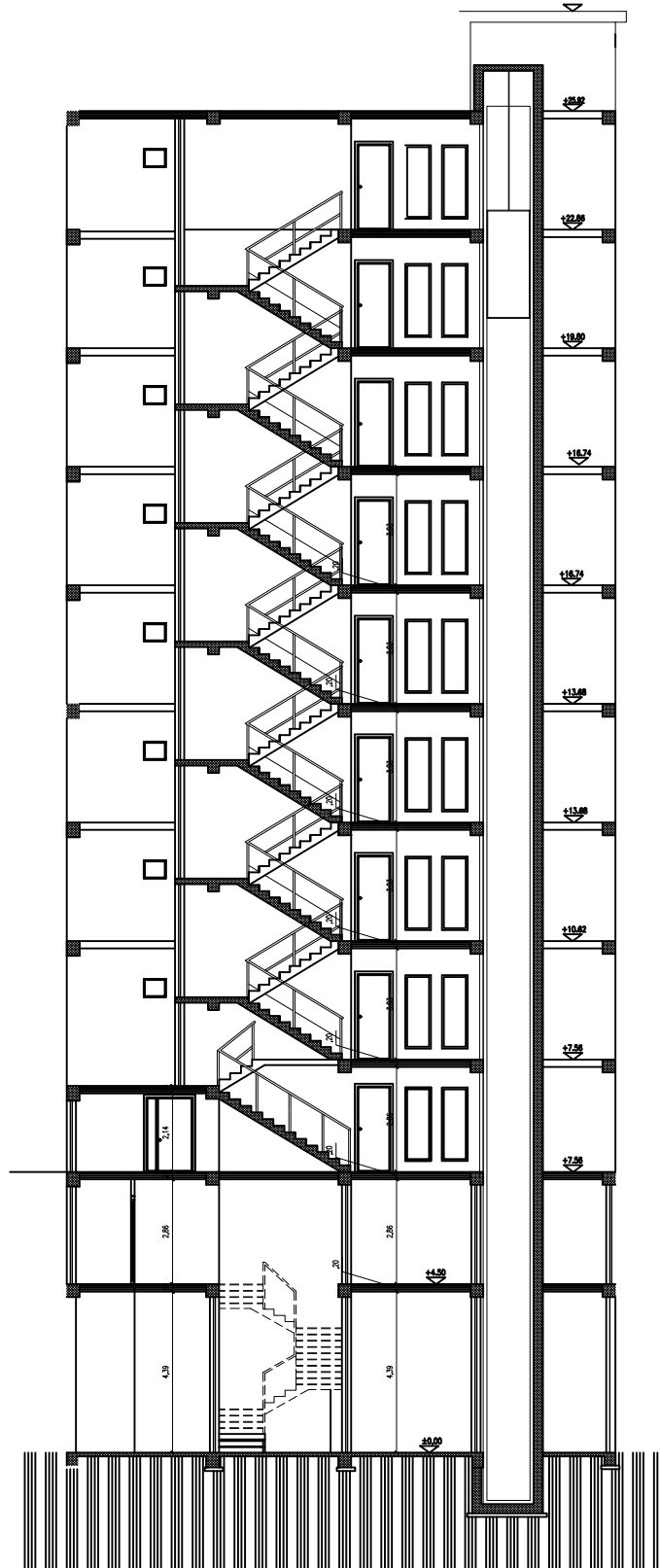


VUE DE LA FACADE PRINCIPALE

Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA
Mlle ACHOUR KAMELIA
Encadré par: Mme MEZIANI

Plans d'architecture

2019/2020

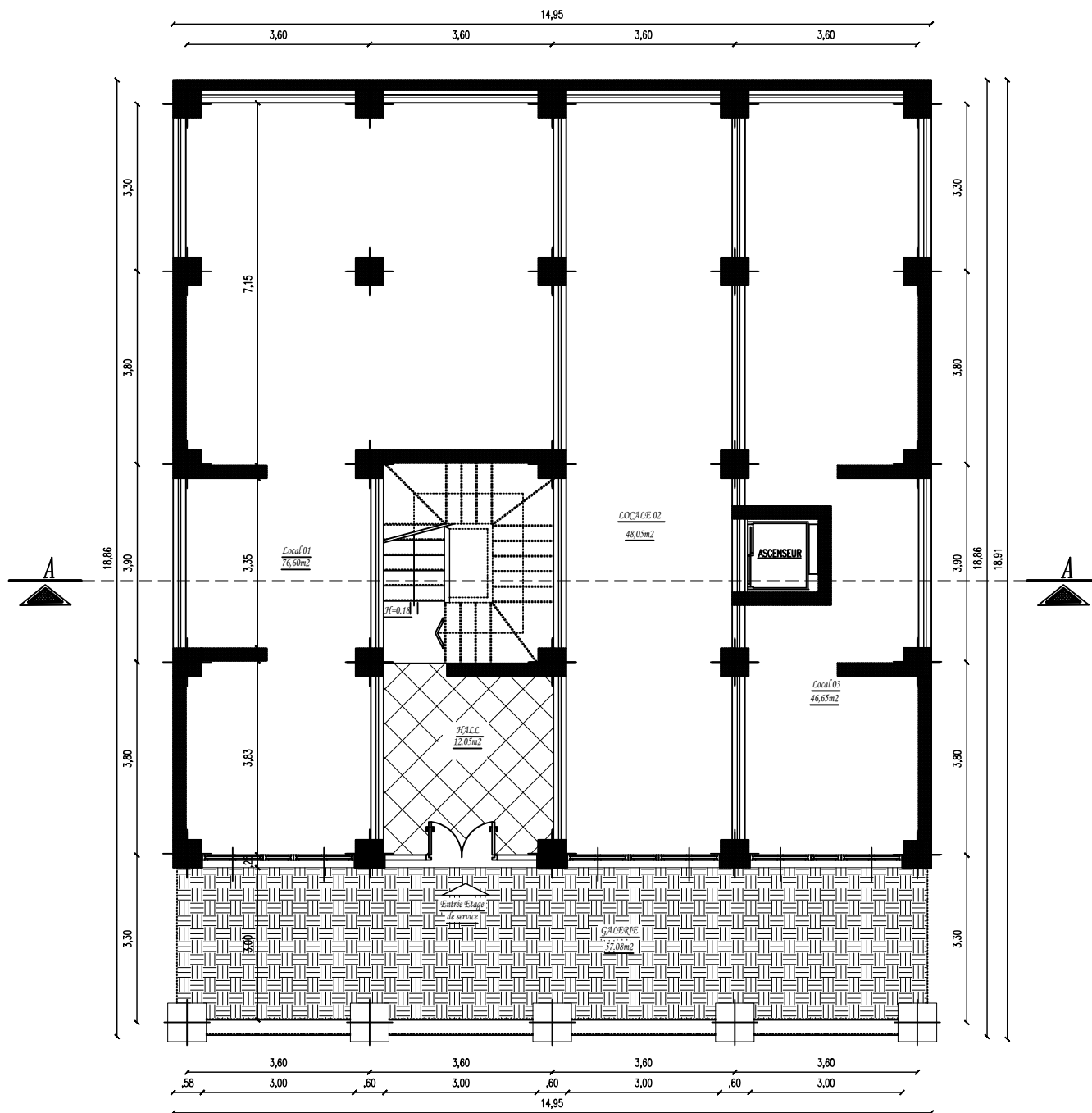


COUPE LONGITUDINALE A-A

Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA
Mlle ACHOUR KAMELIA
Encadré par: Mme MEZIANI

Plans d'architecture

2019/2020



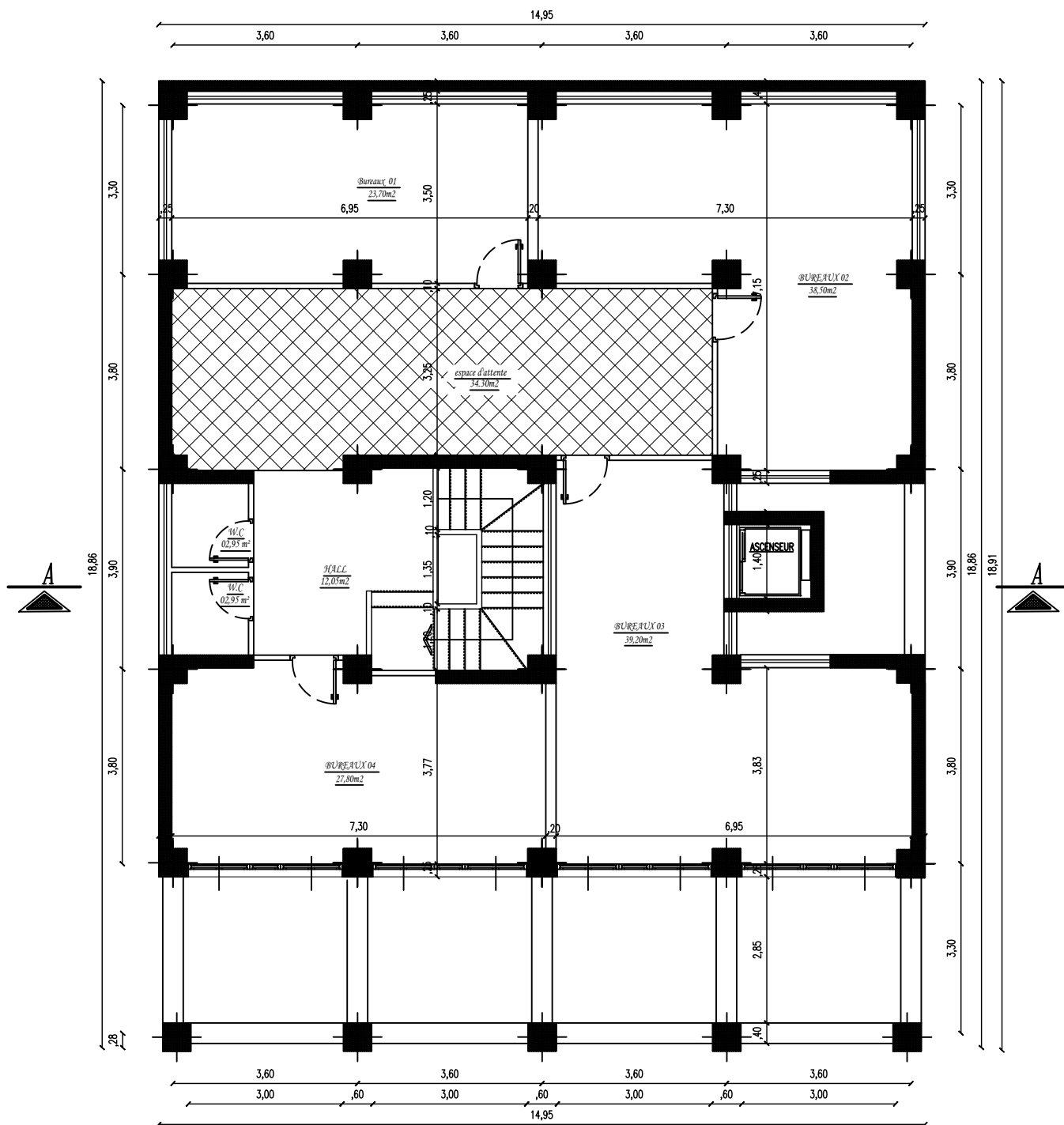
VUE EN PLAN RDC

Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA
Mlle ACHOUR KAMELIA

Encadré par: Mme MEZIANI

Plans d'architecture

2019/2020



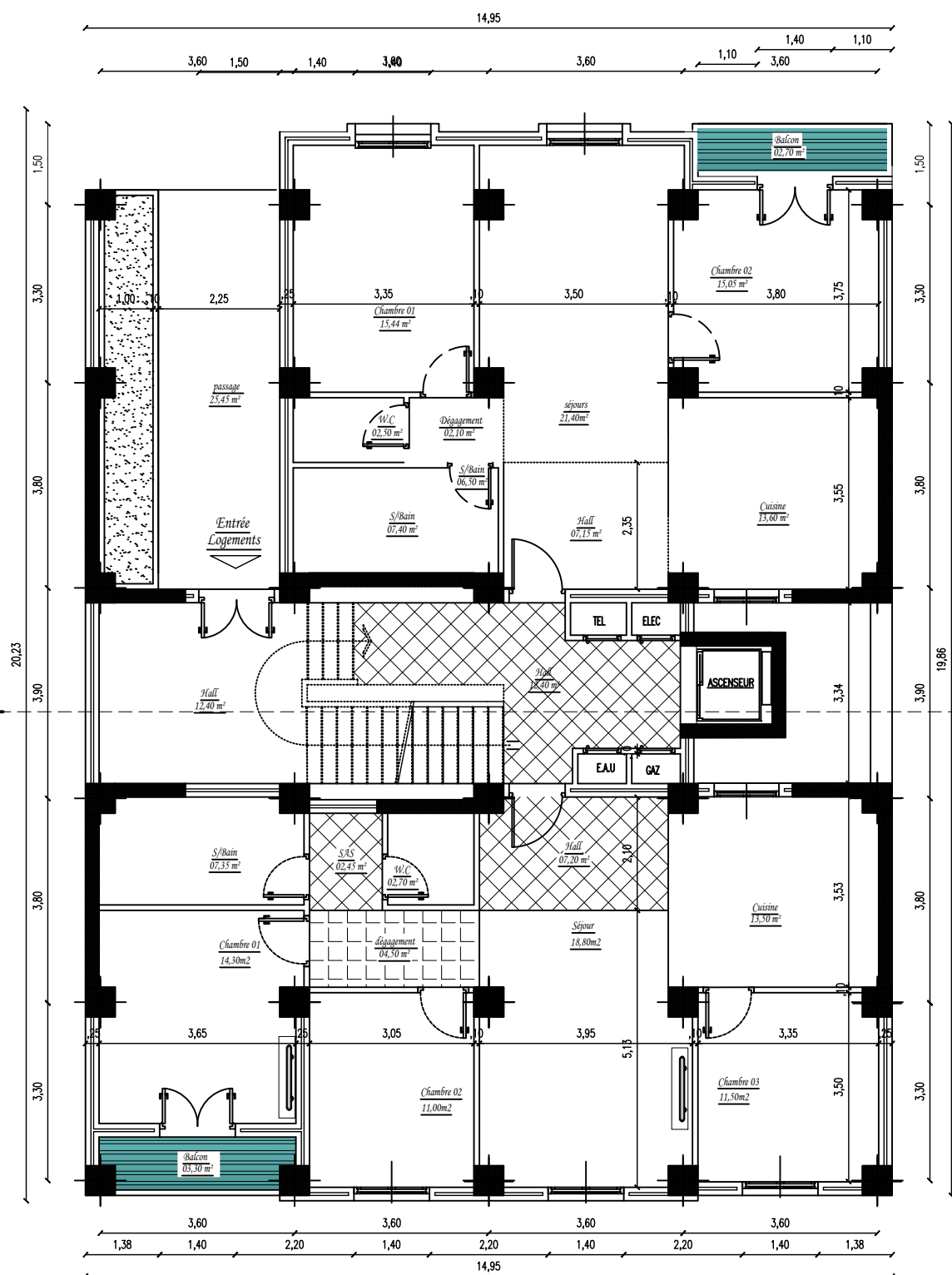
VUE EN PLAN ENTER SOL

Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA
Mlle ACHOUR KAMELIA

Encadré par: Mme MEZIANI

Plans d'architecture

2019/2020



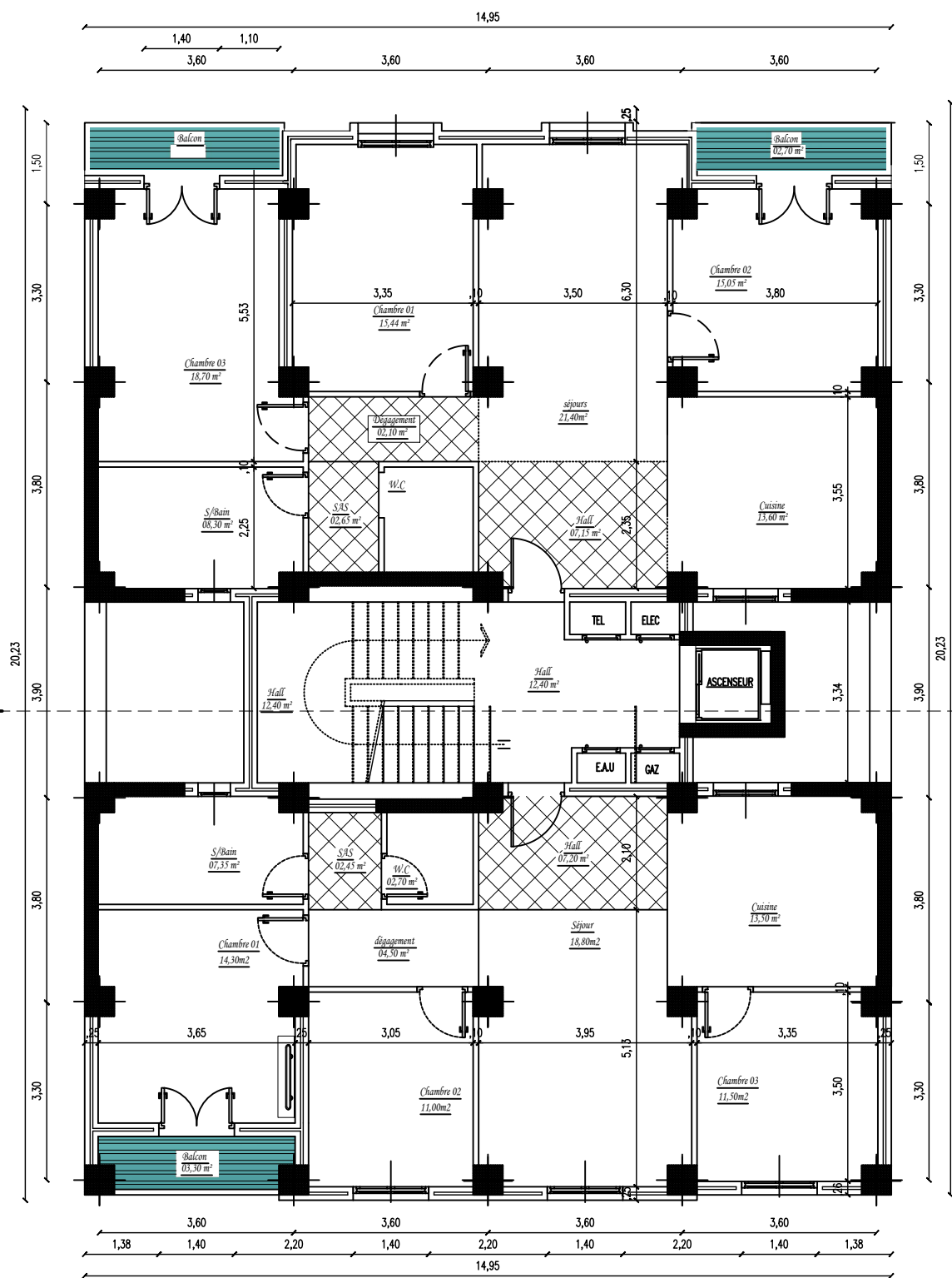
VUE EN PLAN ETAGE 01

Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA
Mlle ACHOUR KAMELIA

Encadré par: Mme MEZIANI

Plans d'architecture

2019/2020



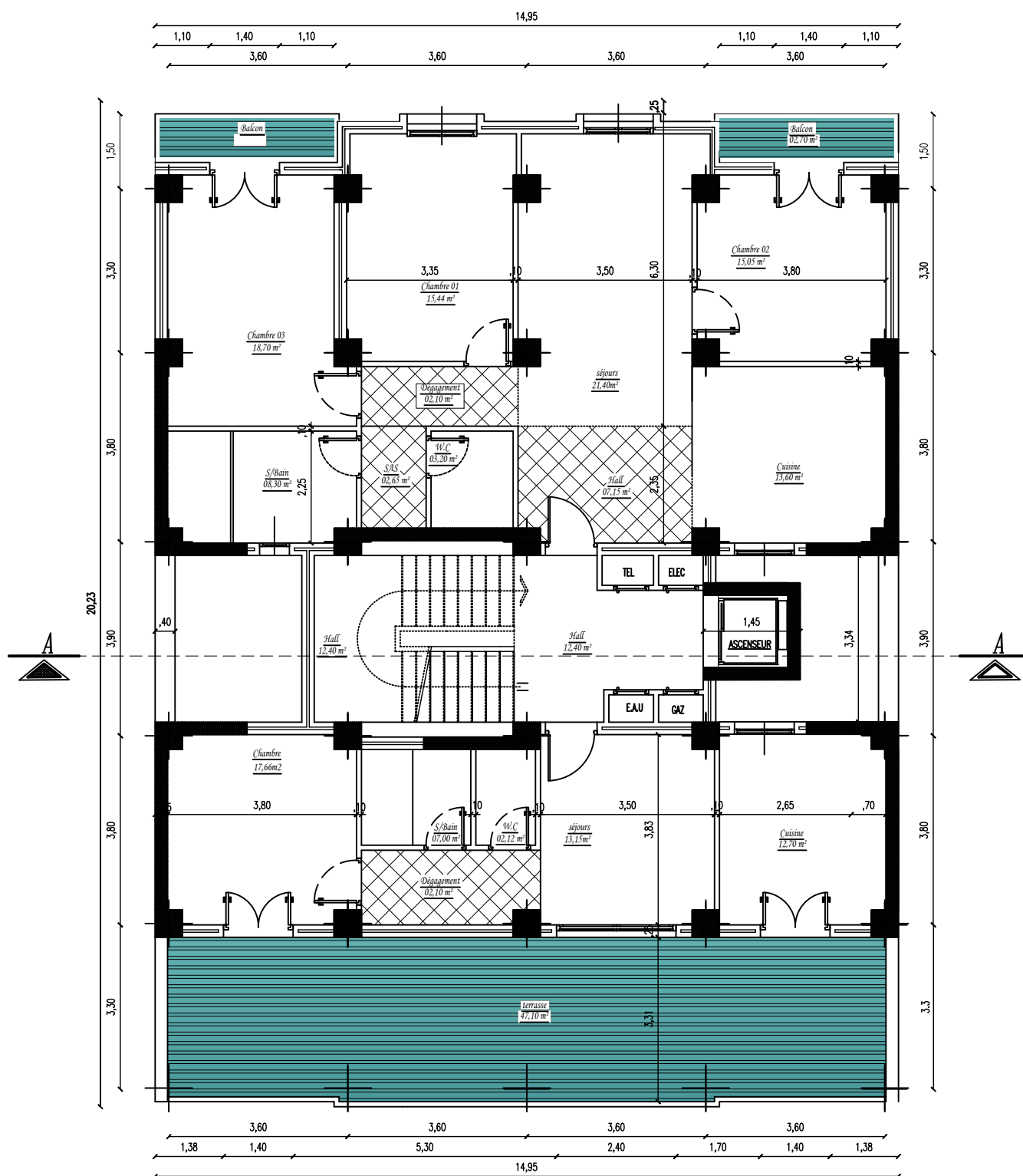
VUE EN PLAN ETAGE COURANT

Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA
Mlle ACHOUR KAMELIA

Encadré par: Mme MEZIANI

Plans d'architecture

2019/2020



VUE EN PLAN ETAGE ATTIQUE

Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA
Mlle ACHOUR KAMELIA

Encadré par: Mme MEZIANI

Plans d'architecture

2019/2020

Introduction

Le Génie Civil est un ensemble de techniques portant sur l'art de bâtir en général, notamment des bâtiments et constructions civiles. Tout en assurant la sécurité, la résistance et la tenue au service des structures, les ingénieurs de Génie Civil s'occupent du calcul, du suivi et de la réhabilitation des différents types de bâtisses, et ce, afin de répondre aux besoins de la société.

D'après les expériences pratiques, les ouvrages sont vulnérables face à des aléas divers tels que les séismes, les dégradations dues à l'exploitation ou à l'environnement d'implantation, la fatigue ou encore des malfaçons de réalisation.

C'est pour ces raisons que tout calcul en Génie Civil doit être conforme aux règlements en vigueur, à l'exemple du RPA 99 version 2003 qui régit le calcul sismique en Algérie, ainsi que le BAEL 91 modifié 99, utilisé pour le calcul du béton armé aux états limites

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un R+8, entresol et étage attique, dont le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques avec une justification de l'interaction portiques voiles

Ce présent projet est composé de plusieurs parties, nous commençons par présenter l'ouvrage et les matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; ensuite nous nous intéressons au pré-dimensionnement des éléments, calcul des éléments, l'étude de contreventement, la modélisation et les vérifications RPA, puis nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettra de procéder aux ferrailage des différents éléments. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécutions

Nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises durant l'élaboration de ce projet

Chapitre I

Généralité

I-Présentation de l'ouvrage

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+8+ étage Entre sol + étage attique) à usage d'habitation et commerciale, ce dernier est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles porteurs).

Le projet sera implanté dans la Wilaya de Tizi-Ouzou (nouveau pôle urbain, OUED FALI) qui représente une zone de moyenne sismicité (zone II_a) selon le RPA99 modifié 2003-Annexe I.

I.3. Constituant de l'ouvrage

- ✓ RDC à usage commercial (locaux).
- ✓ Entre sol à usage commercial (bureaux).
- ✓ Premier étage à usage d'habitation (cet étage contient 2 logements de type F3 et F4).
- ✓ Du deuxième au huitième étages à usage habitation (chaque étage contient 2 logements de type F4).
- ✓ Etage attique à usage habitation (cet étage contient 2 logements de type F2 et F4).
- ✓ Cage d'escalier.
- ✓ Ascenseur.
- ✓ Une terrasse inaccessible.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48 mètres, ce qui nous conduit à le classer, d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003 « **article 3.2** », dans le groupe d'usage 2.

I.4. Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architecture du projet. La structure présente une forme de rectangle dont les dimensions sont :

$L_x = 18.1 \text{ m}$; $L_y = 14.4 \text{ m}$

- Hauteur totale du bâtiment	37,6 m
- Longueur totale du bâtiment	18,10 m
- Largeur totale du bâtiment	14,40 m
- Hauteur du RDC	4,50 m
- Hauteur de l'entresol	3,06 m
- Hauteur des étages courants	3,06 m
- Hauteur de l'acrotère	0,60 m

I.5. Caractéristiques géotechniques du sol d'assise :

L'étude géotechnique nous a fourni les données suivantes :

- ✓ Contrainte admissible du sol..... $\sigma = 2,17 \text{ bars}$.
- ✓ Classification (catégorie) du site..... S3 (site meuble).
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : $D = 0.8 \text{ m}$.

I.6. Eléments de l'ouvrage :

I.6.1. Ossature :

Le bâtiment est contreventé par :

- Portiques transversaux et longitudinaux (ensemble de poteaux, poutres) en béton armé destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinale et transversale) constituent un système de contreventement rigide et assurent la stabilité de l'ouvrage.

I.6.2. Planchers :

Un plancher d'habitation est une air plane, destinée à délimiter les étages, supporter les revêtements, et à transmettre aux éléments porteurs les charges et surcharges. Ses fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : autrement dit le plancher doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique des étages.

Il existe deux types de planchers :

- **Planchers en corps creux** : portés par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

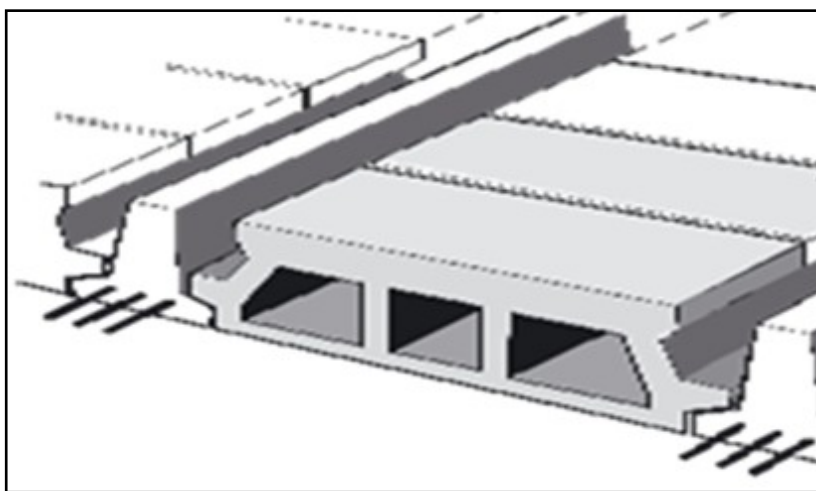


Fig.I.1. Plancher corps creux.

- **Planchers en dalle pleine** : réalisé en béton armé, ils sont généralement coulés sur place. Plus résistants et plus lourd comparé aux corps creux, ils sont utilisés dans notre structure pour la cage d'ascenseur, les balcons et les paliers de repos des escaliers.

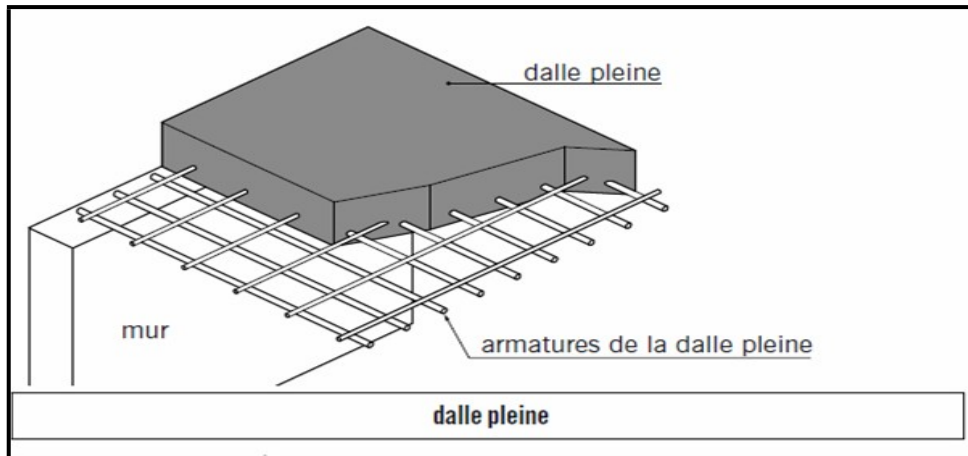


Fig.I.2. Eléments d'un plancher en dalle pleine

I.6.3. Maçonnerie

On appelle maçonnerie un ouvrage composé de matériaux (briques, pierres, moellons, etc....).

Les maçonneries sont constituées de deux types de murs :

- 1) **Les murs extérieurs** : sont réalisés en double cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseurs, séparés par une lame d'air de 5 cm ($10+5+10 = 25$ cm)
- 2) **Les murs intérieurs** : sont de simple cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

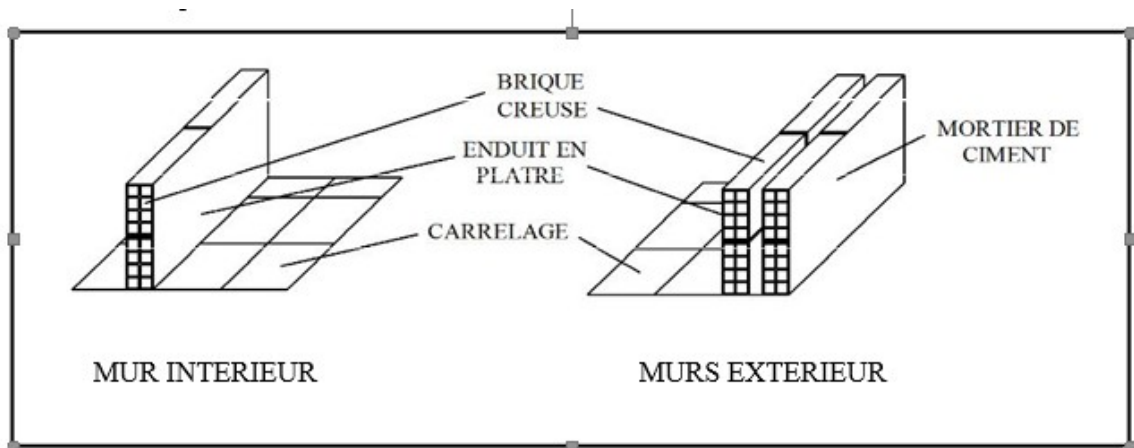


Fig.I.3. Eléments d'un mur intérieur et extérieur.

I.6.4. Revêtements

- Le revêtement horizontale est réalisé en carrelage pour les sols, et en plâtre pour les plafonds.
- Le revêtement vertical est en mortier de ciment pour les murs extérieurs, en plâtre pour les murs intérieurs et en céramiques pour les cuisines et les salles d'eau.

I.6.5. Escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le déplacement entre les différents niveaux.

Dans notre cas, nous disposons d'une cage d'escalier intérieur. Ces escaliers comporteront deux volées adjacentes et un palier intermédiaire. Ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

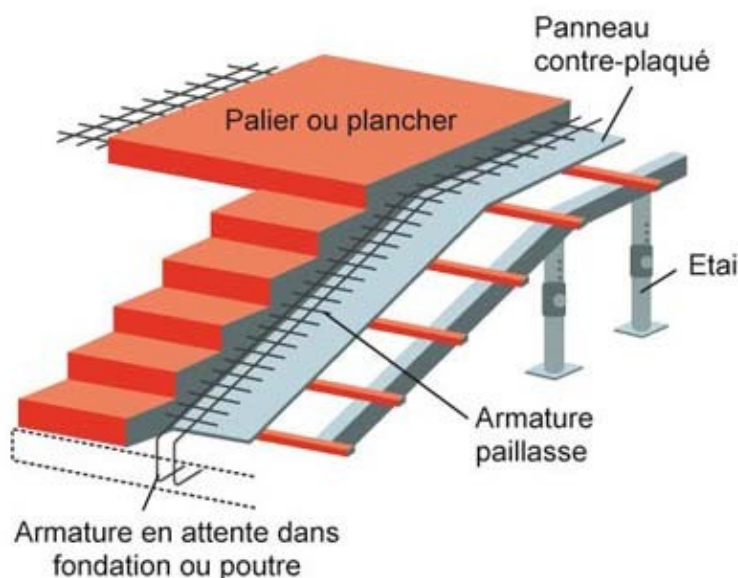


Fig.I.4. Coupe schématique d'un escalier.

I.6.6. Cage d'ascenseur

Le bâtiment sera muni d'un ascenseur dont la cage sera réalisée de voiles en béton armé.

I.6.7. L'acrotère

Il se situe au niveau de la terrasse, le bâtiment sera entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm.

I.6.8. Le système de coffrage

On utilisera un coffrage traditionnel en bois et un coffrage métallique qui seront suffisamment rigides et étanches afin de supporter la poussée du béton, et de façon à limiter le temps d'exécution.

I.6.9. Les voiles

Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, son rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action sismique.

I.6.10. Les fondations

Situées à la base de la structure, les fondations assurent la transmission des charges et surcharges au sol.

Le choix du type de fondation dépendra de la nature du sol d'implantation et de l'importance du bâtiment.

I.7. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Le choix des matériaux entrant dans la conception de l'ouvrage dépend de sa résistance mécanique, critère majeur. De ce fait, le béton et l'acier doivent répondre aux normes du règlement parasismique Algérien **RPA 99/2003** ainsi qu'aux règles techniques de calcul du béton aux états limites **BAEL 91 modifié 99**.

I.7.1 Béton

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (sable et graviers) avec du ciment, de l'eau et éventuellement des adjuvants. Il se caractérise par sa résistance à la compression. Cette dernière est élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible.

I.7.1.1. Composition du Béton

Le béton qui sera mis en œuvre sera dosé à 350kg/m³ de ciment portland composé 325 (CPA325), qui se caractérisera par une résistance à la compression de 28 jours.

I.7.1.2. Résistance caractéristique à la compression

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

Cette résistance est mesurée après l'essai d'écrasement des éprouvettes normalisée (16×32) cm par compression axial après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet, on prend $f_{c28}=25$ MPA.

- Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j \leq 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (*BAEL.91-Art, A.2.1.11*) :

➤ Béton de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPA

➤ Béton de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ MPA

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPA.
- Lorsque : $j \geq 60$ On utilise la relation : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$

I.7.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours notée « f_{tj} »

Elle est définie par la formule suivante :

$$\triangleright f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa (Article A.2.1,12 BAEL 91).}$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

I.7.1.4. Contraintes limites

Les calculs justificatifs seront conduits selon la théorie des états limites exposée dans le BAEL99. On distingue deux états limites :

- ❖ **Etat Limite Ultime (ELU) :** est un état qui correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance mécanique (rupture), qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.
- ❖ **Etat limite de service (ELS) :** est un état qui au-delà, les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites.

1) Contrainte ultime de compression :

- a) **ELU :** la contrainte limite ultime du béton à la compression est donnée par formule suivante : (**Art A4.3. 41BAEL91**)

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $f_{bc} = 14,20 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $f_{cb} = 18,48 \text{ MPa}$

θ : coefficient de durée d'application des actions considérées,

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24\text{h}$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1\text{h}$

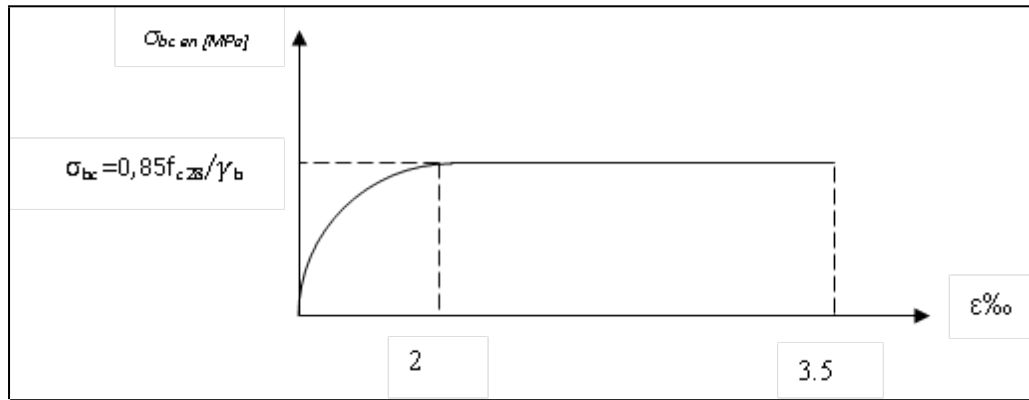


Fig.I.5. Diagramme contraintes-déformation du béton à l'ELU

Le diagramme est constitué de deux parties :

- La première partie, est une courbe parabolique de déformation relative limite à 2 ‰ en compression simple.
- La deuxième partie, est un rectangle en flexion simple.

b) **ELS** : le béton est considéré comme élastique linéaire, la contrainte de service à la compression du béton est donnée par la formule suivante : **(Art 4.5.2 BAEL 91)**

$$\sigma_{bc} = 0.60f_{c28} \quad [\text{MPa}] \quad \text{pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ on aura : } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

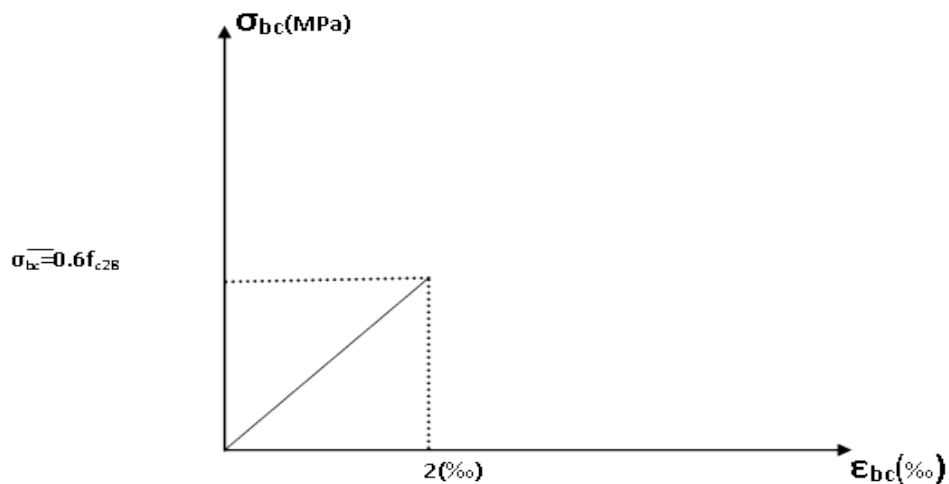


Fig.I .6. Diagramme contraintes -déformations du béton à l'ELS

2) Contrainte limite ultime de cisaillement : (art A-5.121 BAEL 91)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad , \text{ Avec : } V_u : \text{effort tranchant dans la section étudiée.}$$

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile ($d=h-c$)

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I-7.1.5. Module d'élasticité :

1)-Module de déformation longitudinale du béton :

Le module de Young ou module d'élasticité longitudinale est la constante qui relie la contrainte à la déformation d'un matériau élastique isotrope.

$$\sigma = E \varepsilon$$

Avec :

- σ est la contrainte (en unité de pression)
- E est le module de Young (en unité de pression)
- ε est l'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).

On distingue deux sortes de modules de déformations longitudinales selon la durée d'application de la contrainte :

a) Module de déformation longitudinale instantané du béton (Art : A2.1, 21 BAEL)

Lorsque la durée de la contrainte appliquée est inférieure à 24h, il en résulte un module égal :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en Mpa} \longrightarrow (\text{Art A.2.1.21/BAEL 91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b) Module de déformation longitudinale différée du béton (Art : A2.1, 22 BAEL)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet de fluage du béton, nous prendrons un module égal :

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \text{ en MPa.} \longrightarrow (\text{Art A.2.1.22/BAEL 91})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow E_v = 10818,86 \text{ Mpa}$$

2)-Module d'élasticité transversale :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

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

Avec : E: module de Young .

ν : Coefficient de Poisson.

3)-Coefficient de poisson : (Art : A.2.1, 3 BAEL 91)

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

$$\nu = \frac{\Delta D/D}{\Delta L/L} \quad \text{il sera égale à :} \quad \begin{array}{ll} \nu = 0,2 & \Rightarrow \text{à L'E.L.S} \\ \nu = 0 & \Rightarrow \text{à L'E.L.U} \end{array}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

$\Delta D/D$: Déformation relative transversale.

$\Delta L/L$: Déformation relative longitudinale.

I-7.2. Les aciers :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de tractions, de cisaillement et de torsion qui ne peuvent pas être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modes d'élasticités et se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface. (Barres lisses ou haute adhérence).

Dans le présent projet, nous utiliserons 03 type d'acier dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture [MPa]	Allongement relatif à la rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Rond lisse FeE235	R.L	235	410-490	22	1	1
Aciers en barres	Haute Adhérence FeE400	H.A	400	480	14	1.6	1.5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL.520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8	1.3	1

Tableau I.1. Fe en fonction du type d'acier**1)- Module d'élasticité longitudinale :**

Le module de déformation longitudinale E_s sera pris :

$$E_s = 2.10^5 \text{ (Mpa)} \longrightarrow \text{(BAEL91, A.2.2,1)}$$

2)- limite élasticité de l'acier :

- **Etat limite ultime ELU :**

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de traction, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec une nuance de sécurité.

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{F_e}{\gamma_s} \longrightarrow \text{(BAEL91/modifié99, Art A.2.1.2)}$$

Avec :

σ_{st} : La contrainte d'acier a l'ELU.

F_e : Contrainte d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ Situation courante.

$\gamma_s = 1,00$ Situation accidentelle.

(BAEL91 modifié99, Art.4.3.2)

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPA}$ pour les aciers à haute adhérence feE400.

- **Etat limite de service ELS :**

Afin de réduire le risque de fissuration et d'éviter la corrosion des armatures, on doit limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

D'après les règles du BAEL91, on distingue trois cas de fissuration :

❖ *Fissuration peu nuisible :*

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans des locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations).

Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer



(BAEL91modifié99, Art. A.4.5.32)

❖ *Fissuration préjudiciable :*

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations. Dans ce cas, il faut vérifier que la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max (0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$



(BAEL91modifié99, Art. A.4.5.33)

❖ *Fissuration très préjudiciable :*

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte limite est limitée à :

$$\sigma_{st} = \min \left[0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right] \quad \longrightarrow \quad \text{(BAEL91modifié99, Art. A.4.5.34)}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1,0$ pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi < 6\text{mm}$).

$\eta = 1,6$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi > 6\text{mm}$)

(BAEL91 modifié99, art A.4.5.32)

Diagramme contraintes-déformations : (BAEL91/ Art 2.2.2)

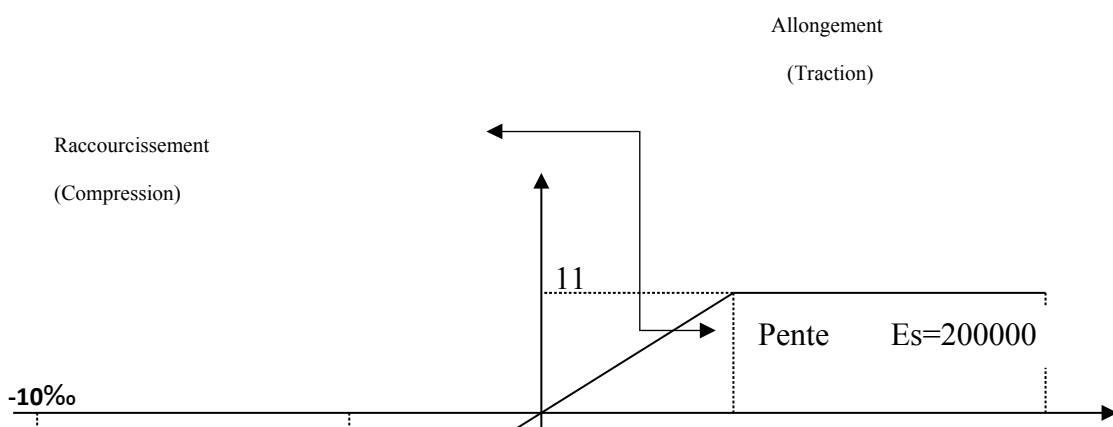


Fig.I.7. Diagramme contrainte –déformation de l'acier

3) Protection d'armatures : (BAEL91modifié99, Art A. 7.1)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et d'assurer la protection des armatures contre les effets de corrosion et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage « c » des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

$C \geq 5 \text{ cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

$C \geq 3 \text{ cm}$: Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).

$C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.

I-8. Référence de calcul

L'étude du bâtiment se fera en utilisant les règlements suivants :

- Règlements Parasismiques Algériennes **RPA99 /version 2003**.
- Règles de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé **BAEL 91 révisées 99**.
- Documents Technique Réglementaires DTR B.C 2.2 : charges permanentes et charges d'exploitation.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé DTR B.C 2-41 (CBA93)

I-9. Conclusion

Dans ce premier chapitre, nous avons défini tous les éléments constituant notre structure et les caractéristiques mécaniques des matériaux qui seront utilisés lors de la construction, en respectant les règles du BAEL91/modifié.99, et les Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction

Après avoir déterminé les éléments constituant de notre structure ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux. Dans ce chapitre, nous allons procéder aux pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure (poutres, poteaux, plancher et voiles).

L'objectif de ce pré-dimensionnement est de déterminer les différentes sections des éléments ci-dessus afin qu'ils puissent reprendre les sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Ce pré dimensionnement se fait en respectant les règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- DTR-B.C.2.2 : charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- RPA 99/2003 : Règles parasismiques algériennes.
- BAEL 91 : béton armé aux états limites.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires horizontales de la construction limitant les différents étages d'un bâtiment, leur fonction principale est de résister et de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, assurant aussi une fonction d'isolation acoustique et thermique entre étages.

On distingue deux types de planchers :

- 1) Plancher en corps creux
- 2) Plancher en dalle pleines

II.2.1. Pré-dimensionnement du plancher en corps creux

Ce plancher est constitué de corps creux et une dalle de compression ferrailée de treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé, placées dans le sens de la petite portée. Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de la flèche :

$$h_{tp} \geq \frac{L_{max}}{22,5} \longrightarrow [\text{BAEL 91/ Art B.6.8.424}]$$

Avec : h_t : hauteur du plancher.

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

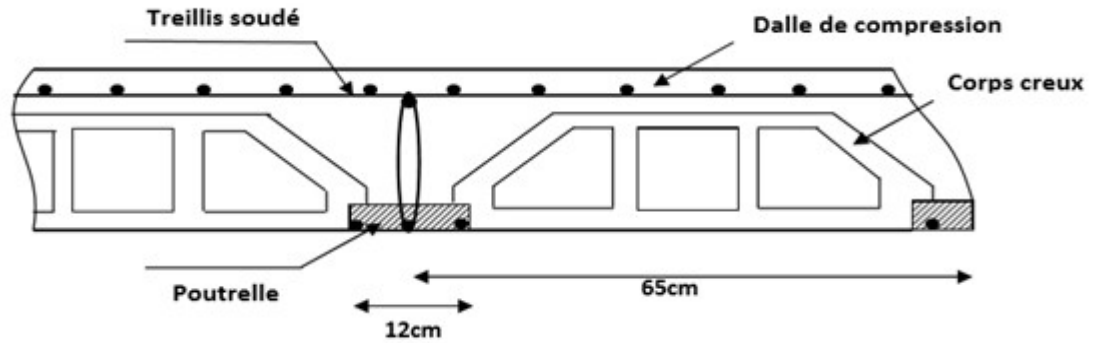


Fig II.1 Coupe d'un plancher à corps creux

$$\left. \begin{array}{l} L = 390 - 25 = 365 \text{ cm} \\ h_t = (365/22.5) = 16,22 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ (Le RPA exige : on prend } \min(b, h) \geq 25 \text{ cm Zone II}_a \text{)}$$

On adoptera une hauteur normalisée de $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher $(16+4) \text{ cm}$; dont 16 cm de hauteur du corps creux et de 4 cm de hauteur de la table de compression. Ce dimensionnement est valable pour tous les planchers de cette construction.

II.2.2. Plancher en dalle pleine

Un plancher en dalle pleine est une plaque mince dont l'épaisseur est faible par rapport aux dimensions. Le plus souvent, l'épaisseur des dalles pleines dépend des conditions d'utilisation et de résistances, on déduira donc l'épaisseur des planchers en dalle pleine des conditions ci-après :

- **Résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

- **Condition de la résistance à la flexion :**

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{L_o}{10} \quad \text{Avec : } L_o : \text{portée libre} \\ e : \text{épaisseur de la dalle.}$$

Dans notre cas : $L_o = 150 \text{ cm} \longrightarrow$

$$e \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$ avec une résistance de 4 h en coupe-feu.

II.3. Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place. Leur rôle est d'assurer la transmission des charges et des surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

D'après le règlement du **BAEL 91**, les dimensions des poutres sont données comme suit :

- ♦ Hauteur $L/15 \leq h_t \leq L/10$
- ♦ Largeur $0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$

D'après le règlement du **RPA99/version 2003-Art 7-5-1**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ♦ $b \geq 20\text{cm}$
- ♦ $h \geq 30\text{cm}$
- ♦ $\frac{h}{b} \leq 4$
- ♦ $b_{\max} \leq 1.5 + b_1$

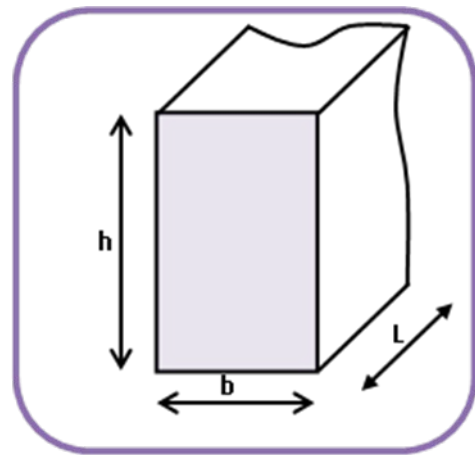


Fig.II.2 Dimension d'une poutre

En construction, on distingue deux types de poutres :

- 1) Poutre principale
- 2) Poutre secondaire

II.3.1. Pré-dimensionnement des poutres principales

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

■ Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec :}$$

L : portée entre nus d'appuis

$$L = 390 - 25 = 365\text{cm} \quad \text{Donc :}$$

$$(365/15) \leq h_t \leq (365/10) \longrightarrow 24.33\text{cm} \leq h_t \leq 36.5\text{ cm.}$$

On opte pour $h_t = 40\text{ cm}$

♦ Largeur :

La largeur des poutres est déterminée par

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : **b = 30cm**

D'où la section des poutres principales est : **(30 × 40) cm²**.

• Vérification des conditions du RPA :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$$\frac{ht}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 \quad \frac{h_t}{b} \leq 4. \text{Condition vérifiée.}$$

II.3.2. Pré-dimensionnement des poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles et elles assurent le chaînage.

■ Hauteur :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec :}$$

L : portée entre nus d'appuis

$$L = 360 - 25 = 335 \text{ cm} \quad \text{Donc :}$$

$$(335/15) \leq h_t \leq (335/10) \longrightarrow 22.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 33.5 \text{ cm.}$$

On opte pour **h_t = 35 cm**

♦ Largeur :

La largeur des poutres est déterminée par

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \Rightarrow 14 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend : **b=30cm**

D'où la section des poutres secondaire est : **(30 × 35) cm²**.

• Vérification des conditions du RPA :

$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

$$\frac{ht}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 \quad \frac{h_t}{b} \leq 4. \text{Condition vérifiée.}$$

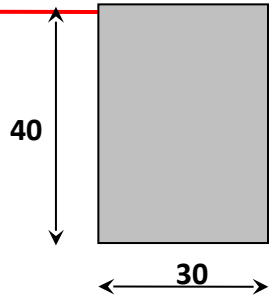


Fig.II.3. Dimension de la poutre principale

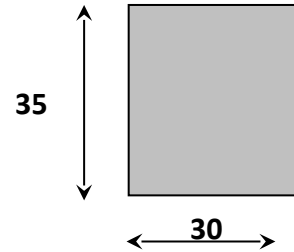


Fig.II.4. Dimension de la poutre secondaire

II.4. Pré-dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

Leurs pré-dimensionnement se fait à l'état ultime de service ELS en compression simple, en supposant que le béton reprend l'effort normal selon la combinaison : $N_s = G + Q$

Avec : N_s : effort de compression repris par les poteaux.

G : charge permanente.

Q : surcharge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

- La section transversale du poteau est donnée par la formule :

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

Avec : N_s : effort de compression repris par les poteaux.

S : Section du poteau considéré.

σ_{bc} : Contrainte admissible du béton à la compression simple.

On a : $\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 2.1 \text{ MPA}$.

- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions citées dans le **RPA 99 (Art 7.4.1)** :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone I et II}_a \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm.} \rightarrow \text{En zone III et II}_b \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} \right\} \quad [RPA99 \text{ Art } 7.4.1]$$

➤ On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

Niveaux	Section des poteaux
RDC , Entre sol	(45×45)
1,2,3,4	(40×40)
5,6,7,8	(35×35)
étage en attique, terrasse	(30×30)

Tableau.II.1. Pré-dimensionnement des poteaux.

II.4.1. Détermination des charges permanentes et des surcharges d'exploitations

A. Charges permanentes :

● Plancher terrasse inaccessible :

La charge permanente de la terrasse inaccessible est donnée dans le tableau suivant :

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m²)
			valeurs	Référence	
01	Protection gravillon	0,05	0,20 KN/m²	VI.C.5, G v	1,00
02	Étanchéité multicouche	0,02	0,12 KN/m²	VI.C.5, G	0,12
03	Béton en forme de pente	0,07	22 KN/m³	VI.B. béton non armé	1,54
04	Isolation thermique	0,04	4 KN/m³	VI.B. Blocs en liège	0,16
05	Plancher à corps creux	0,20	2,75 – 2,85 KN/m²	VI.C.3, B	2,80
06	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,10 KN/m²	VI.C.2.1	0,20
G total:					5,83

Tableau II.2. Charge permanente de la terrasse inaccessible.

- **Plancher terrasse accessible :**

La charge permanente de la terrasse inaccessible est donnée dans le tableau suivant :

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			valeurs	Référence	
01	Revêtement carrelage	0,02	20 KN/m ²	VI.C.5, G v	0.40
02	Mortier de pose	0,02	20 KN/m ²	VI.C.5, G	0,40
03	Lit de sable	0,03	17– 19 KN/m ²	VI.A	0,54
04	Plancher à corps creux	0,20	2,75 – 2,85 KN/m ²	VI.C.3, B	2.80
05	Béton en forme de pente	0,07	22 KN/m ³	VI.B. béton non armé	1.54
06	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,10 KN/m ²	VI.C.2.1	0,20
G total:					5.88

Tableau II.3. Charge permanente de la terrasse accessible.

- **Plancher de l'étage courant :**

La charge permanente de l'étage courant est donnée dans le tableau suivant :

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			valeurs	Référence	
01	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,10 KN/m ²	VI.C.2.1	0,20
02	Plancher à corps creux	0,20	2,75 – 2,85 KN/m ²	VI.C.3, B	2,80
03	Couche de sable	0,03	17– 19 KN/m ²	VI.A	0,54
04	Chape en mortier de pose	0,20	(/cm) 0,20 KN/m ²	VI.C.4, A	0,40
05	Revêtement en carrelage	0,02	(/cm) 0,20 KN/m ²	VI.C.4, D	0,40
06	Cloison de séparation interne	0,10	0,90 KN/m ²	VI.C.1.1, B	0,90
G total:					5,24

Tableau II.4. Charge permanente de l'étage courant.

- **Dalle pleine :**

La charge permanente de du balcon en dalle pleine est donnée dans le tableau suivant :

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			valeurs	Référence	
01	Enduit en ciment	0,03	(/cm) 0,18 KN/m ²	VI.C.2.2	0,54
02	Dalle pleine	0,15	(/cm) 0,25 KN/m ²	VI.C.3, A	3.75
03	Couche de sable	0,03	17– 19 KN/m ²	VI.A	0,54

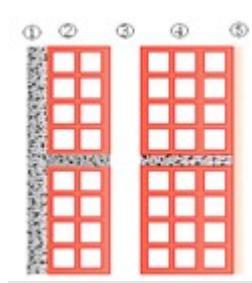
04	Chape en mortier de pose	0,02	(/cm) 0,20 KN/m ²	VI.C.4, A	0,40
05	Revêtement en carrelage	0,02	(/cm) 0,20 KN/m ²	VI.C.4, D	0,40
G total:					5.63

Tableau II.5. Charge permanente de la dalle pleine.

• **Maçonnerie :**

1) **Murs extérieurs :**

En double cloisons (avec briques creuses) d'épaisseur égale à 30 cm



FigII.5. Coupe d'un mur extérieur

La charge permanente d'un mur de séparation est donnée dans le tableau suivant :

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			valeurs	Référence	
01	Enduit en ciment	0,02	(/cm) 0,18 KN/m ²	VI.C.2.2	0,36
02	Brique creuse	0,10	0,90 KN/m ²	VI.C.1.1, B	0,90
03	Lame d'air	0,05	/	/	0,00
04	Brique creuse	0,10	0,90 KN/m ²	VI.C.1.1, B	0,90
05	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,10 KN/m ²	VI.C.2.1	0,20
G total:					2,36

Tableau.II.6. Charge permanente d'un mur extérieur.

2) **Murs intérieurs :**

Ils sont constitués de briques creuses de 10 cm et un enduit plâtre des 2 faces.

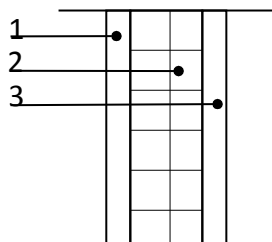


Fig II.6: Coupe horizontale d'un mur intérieur.

La charge permanente d'un mur intérieur :

N°	Éléments	Épaisseurs (m)	Données du DTR B.C. 2.2		Charges (KN/m ²)
			valeurs	Référence	
01	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,18 KN/m ²	VI.C.2.2	0,20
02	Brique creuse	0,10	0,90 KN/m ²	VI.C.1.1, B	0,90
03	Enduit en plâtre	0,02	(/cm) 0,10 KN/m ²	VI.C.2.1	0,20
G total:					1,30

Tableau.II.7. Charge permanente d'un mur intérieur.

B. Surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitations sont données par le **DTR B.C. 2.2** comme suit :

- Plancher terrasse (inaccessible) KN/m². Q = 1,00
- Plancher terrasse accessible KN/m². Q = 1,50
- Plancher étage courant à usage d'habitation KN/m². Q = 1,50
- Plancher étage RDC à usage commercial KN/m². Q = 4,00
- Plancher étage Entresol (étage 1) à usage de service (bureaux) m². Q = 2,50 KN/
- Escalier KN/m². Q = 2,50
- Balcon KN/m². Q = 3,50
- Acrotère KN/m². Q = 1,00

II.4.2. Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité

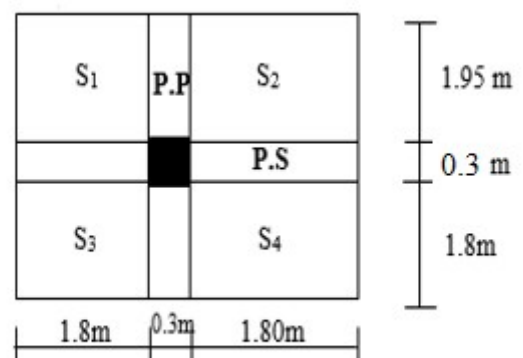
• Poteau le plus sollicité :

Dans notre cas le poteau ayant la plus grande surface d'influence est le poteau **D4**

• Calcul de la surface d'influence :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

21



Chapitre II

$$S=2\times S1+2\times S3$$

$$S= [2\times (1.95\times 1.8)] + [2\times (1.8\times 1.8)] =13.5\text{m}^2$$

a) Les charges permanentes :

❖ Poids propre revenant pour chaque plancher :

Pour calculer le poids d'un plancher, il suffit d'effectuer le produit de son poids surfacique par sa surface, comme le démontre la formule suivant : $P = G \times S_n$

Avec : S_n : Surface nette du plancher considéré.

G : Charge permanente sur le plancher.

■ Plancher terrasse : (*inaccessible*)

$$\Rightarrow G_{pt} = 13.5 \times 5.83 = 78.705 \text{ KN}$$

■ Plancher étage courant :

$$\Rightarrow G_{pc} = 13.5 \times 5.24 = 70.74 \text{ KN}$$

❖ Poids propre revenant pour chaque poutre : $P = \rho \times V$

Avec : ρ : Poids volumique du matériau qui compose la poutre, dans notre cas ($\rho=25 \text{ KN/m}$) pour le béton armé.

V : Volume de la poutre.

- Poutre principale :

$$\Rightarrow P_{pp} = [(0.3 \times 0.40)(1.95 + 1.8)] \times 25 = 11.25 \text{ KN}$$

- Poutre secondaire :

$$\Rightarrow P_{ps} = [(0.30 \times 0.35)(1.8 + 1.8)] \times 25 = 9.45 \text{ KN}$$

- Poids totales des poutres :

$$\Rightarrow P_{ptot} = P_{pp} + P_{ps} = 11.25 + 9.45 = 20.7 \text{ KN}.$$

❖ Poids propre revenant pour chaque poteau :

Le poids propre des poteaux est calculé avec l'utilisation de la formule suivante :

$$P = \rho \times V \longrightarrow P = h \times S \times \rho$$

Avec : ρ : Poids volumique du matériau qui compose la poutre, dans notre cas ($\rho=25 \text{ KN/m}$) pour le béton armé.

V : Volume de la poutre.

- Pour les poteaux du RDC : $P_1 = 0.45 \times 0.45 \times 4.5 \times 25 = 22.78 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de l'entre sol : $P_2 = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 \text{ KN}$
- Pour les poteaux du 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étages : $P_3 = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24 \text{ KN}$
- Pour les poteaux du 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étages : $P_4 = 0.35 \times 0.35 \times 3.06 \times 25 = 9.37 \text{ KN}$
- Pour les poteaux de l'étage attique et terrasse : $P_5 = 0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ KN}$
-

❖ Surcharge d'exploitation :

Le poids de la surcharge recevant à chaque plancher est calculé à partir de la formule suivant :

$$Q = q \times S_n \quad \text{Avec : } q : \text{ surcharge revenant au plancher considéré fixer par le DTR.B.C.2.2}$$

S_n : Surface de contact de la surcharge.

- Plancher terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \times 13.5 = 13.5 \text{ KN}$
- Plancher étage attique : $Q_1 = 1.5 \times 13.5 = 20.25 \text{ KN}$
- Plancher à usage d'habitation : $Q_2 = Q_3 = \dots Q_9 = 1.5 \times 13.5 = 20.25 \text{ KN}$
- Plancher du RDC (service), on a pris 1.5 car le plancher du RDC est le sol de l'étage courant :
 $Q_{\text{rdc}} = 13.5 \times 1.5 = 20.25 \text{ KN}$
- Plancher de L'entre sol (commerce) : $Q_{\text{entresol}} = 2.5 \times 13.5 = 33.75 \text{ K}$

II.4.3. Dégression vertical des surcharges d'exploitations

Le document technique réglementaire (DTR. B.C.2.2) nous impose une dégression des charges d'exploitations qui s'appliquent aux bâtiments à grand nombres de niveaux **ou** les occupations des divers niveaux peuvent être indépendantes. C'est le cas des bâtiments à usage d'habitations. Les niveaux occupés par les locaux industriels ou commerciaux ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression des charges.

Cette loi de dégression des charges d'exploitation s'applique sur les bâtiments très élancé ; dont le nombre de niveaux est supérieur à 5 ce qui notre cas.

La loi de dégression est : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$, Pour $n > 5$

Avec : Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Les valeurs du coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ sont données dans le tableau suivant car les niveaux ne sont chargé de la même manière :

Niveau	Terrasse	Etage attique	8	7	6	5	4	3	2	1	Entre sol	RDC
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,666	0,65	0,636

Tableau.II.8. Les valeurs du coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$

Q₁		
Q₂		
Q₃	Q ₀	
Q₄	Q ₀ +Q ₁	
Q₅	Les surch Terrasse : Etage attic Niveau 08 Niveau 07	Q ₀ +0.95 (Q ₁ +Q ₂).
Q₆		Q ₀ +0.90 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃).
Q₇		Q ₀ +0.85 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄).
Q₈		Q ₀ +0.80 (Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅).
Q_{E.SOL}		
Q_{RDC}		

Niveau 06 : $Q_4 = Q_0$

Niveau 05 : $Q_5 = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i$ pour $n \leq 5$.

Niveau 04 : $Q_6 = Q_0$

Fig.II.8. Loi de dégression des surcharges.

Niveau 03 : $Q_7 = Q_0$

Niveau 02 : $Q_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Niveau 01 : $Q_9 = Q_0 + 0,666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Niveau de l'Entre Sol : $Q_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{entresol})$

Niveau du RDC : $Q_{11} = Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{rdc} + Q_{rdc})$

La descente de charge est donnée dans le tableau suivant :

Niveau	Opération	Résultat (KN)
Terrasse	$Q_0 = 13.5$	13.5
Etage attique	$Q_0 + Q_1 = 13.5 + 20.25$	33.75
8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 13.5 + 0.95(20.25 + 20.25)$	51.975
7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.5 + 0.90(60.75)$	68.175
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.5 + 0.85(81)$	82.35
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.5 + 0.8(101.25)$	94.5
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.5 + 0.75(121.5)$	104.625
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.5 + 0.714(141.75)$	114.70
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.5 + 0.687(162)$	124.79
1 ^{ère} étage	$Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13.5 + 0.666(182.25)$	134.878
Entre sol	$Q_0 + 0.65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{\text{entresol}}) = 13.5 + 0.65(182.25 + 33.75)$	153.9
RDC	$Q_0 + 0.636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{\text{entresol}} + Q_{\text{rd}}) = 13.5 + 0.636(216 + 20.25)$	163.755

Tableau II.9. Tableau récapitulatif de la dégression des charges d'exploitation.

niveaux	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitation [KN]		Effort normaux $N_s = G_c + Q_c$ [KN]	Sect ion du poteaux [cm ²]	
	Poids du plancher	Poids des poteaux	Poids des poutres	G _{tot}	G _{cul}	plancher	cumule		Section trouvée $\frac{N_s}{\sigma_s}$	Section adoptée
Terrasse	78.705	/	20.7	99.405	99.405	13.5	13.5	112.905	75.27	30×30
Etage attique	70.74	6.885	20.7	98.325	197.73	20.25	33.75	231.48	154.32	30×30
8	70.74	9.37	20.7	100.81	298.54	20.25	51.975	350.515	233.67	35×35
7	70.74	9.37	20.7	100.81	399.35	20.25	68.175	467.525	311.68	35×35
6	70.74	9.37	20.7	100.81	500.16	20.25	82.35	582.51	388.34	35×35
5	70.74	9.37	20.7	100.81	600.97	20.25	94.5	695.47	463.65	35×35
4	70.74	12.24	20.7	103.68	704.65	20.25	104.625	809.275	539.52	40×40
3	70.74	12.24	20.7	103.68	808.33	20.25	114.70	923.03	615.35	40×40
2	70.74	12.24	20.7	103.68	912.01	20.25	124.79	1036.8	691.2	40×40
1	70.74	12.24	20.7	103.68	1015.69	20.25	134.878	1150.568	767.045	40×40
RDC	70.74	22.78	20.7	114.22	1129.91	20.25	153.9	1283.81	855.87	45×45
Entre Sol	70.74	15.49	20.7	106.93	1236.84	33.75	163.755	1400.595	933.73	45×45

Remarque : on est passé d'une section minimale imposé par le RPA2003 pour la zone II_a de (25 x 25) à une section de (45 x 45) pour une meilleure disposition des armateurs.

D'où les sections adoptées :

- | | | |
|-----------------------------|-------|-------------------------|
| - RDC, Entresol | ————→ | (45×45) cm ² |
| - Etages 1,2,3,4 | ————→ | (40×40) cm ² |
| - Etages 5,6,7,8 | ————→ | (35×35) cm ² |
| - Etage attique et terrasse | ————→ | (30×30) cm ² |

II.4.4. Vérification des exigences relative au RPA (Art.7.4.1) :

II.4.4.1. Vérification d'effort normal réduit : [art 7.4.3.1 du RPA99-V2003]

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul doit être limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur la section de béton.

B_c : section brute du poteau.

f_{c28}: résistance caractéristique du béton en compression à 28 jours.

- **Pour les Poteaux (45x45) cm² :**

$$V = \frac{933.77}{45 \times 45 \times 25} = 0.0185 \leq 0.3 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les Poteaux (40x40) cm² :**

$$V = \frac{767.045}{40 \times 40 \times 25} = 0.0192 \leq 0.3 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux (35x35) cm² :**

$$V = \frac{463.65}{35 \times 35 \times 25} = 0.0143 \leq 0.3 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Pour les poteaux (30×30) cm²**

$$V = \frac{154.32}{30 \times 30 \times 25} = 0.0068 \leq 0.3 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

II.4.4.2 Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA : [Art-7.4.1/RPA99version2003]

$$\left[\begin{array}{l} - \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \rightarrow \text{Zone IIa} \\ - \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ - \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} \text{RDC} \Rightarrow h_e = 450 - 20 = 430 \text{ cm}, \\ \text{Etage (1....6, Entre sol et étage en attique)} \Rightarrow h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \end{array} \right.$$

✓ Etages en attique et terrasse :

$$\text{Min}(b; h) = \min(30; 30) = 30 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b; h) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(30; 30) \geq 286/20 \Rightarrow 30 \geq 14.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0.25 < 30/30 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Pour les étages 8,7,6,5 :

$$\text{Min}(b; h) = \min(35; 35) = 35 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b; h) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(35; 35) \geq 286/20 \Rightarrow 35 \geq 14.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0.25 < 35/35 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Pour les étages 4, 3, 2,1 :

$$\text{Min}(b; h) = \min(40; 40) = 40 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b; h) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(40; 40) \geq 286/20 \Rightarrow 40 \geq 14.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0.25 < 40/40 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Pour le RDC :

$$\text{Min}(b; h) = \min(45; 45) = 45 \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b; h) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(45; 45) \geq 430/20 \Rightarrow 45 \geq 21.5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0.25 < 45/45 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Pour l'Entre Sol :

$$\text{Min}(b; h) = \text{min}(45; 45) = 45 \geq 25 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{Min}(b; h) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{Min}(45; 45) \geq 286/20 \Rightarrow 45 \geq 14.3 \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \Rightarrow 0.25 < 45/45 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots \text{Condition vérifiée}$$

II.4.4.3. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression et qui est un phénomène d'instabilité de forme.

Pour qu'il n'y ait pas de risque de flambement des poteaux, il faut que la condition suivante doit

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

être satisfaite :

Avec :

λ : Elancement des poteaux

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7l_0$)

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{A_p}}$).

L_0 : Hauteur libre du poteau.

A_p : Section transversale du poteau ($b \times h$).

I : Moment d'inertie ($I = \frac{h \cdot b^3}{12}$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$)

D'où :

$$\lambda = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{b^4}{12}}} \Rightarrow \lambda = 0.7\sqrt{12} \frac{l_0}{b} = 2.425 \frac{l_0}{b}$$

Section des poteaux (cm ²)	Lo (m)	$\lambda = \frac{L_f}{i}$	Vérification
(45 × 45)	4,50	24,25 ≤ 35	Condition vérifiée
(45 × 45)	3,06	16,49 ≤ 35	Condition vérifiée

(40 × 40)	3,06	$18,55 \leq 35$	Condition vérifiée
(35 × 35)	3,06	$21,20 \leq 35$	Condition vérifiée
(30 × 30)	3,06	$24,735 \leq 35$	Condition vérifiée

Tableau.II.11. Vérification au flambement.

Conclusion :

La condition étant vérifiée, tous les poteaux de l'ossature sont prémunis contre le flambement.

II.5. Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place destinés d'une part, à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

- ☞ Leurs pré-dimensionnement se fait conformément aux règles parasismique algériennes et suivant l'article : **[7.7.1 du RPA99 version 2003]** qui préconise :

$$L \geq 4a \quad \text{Avec : } L : \text{longueur du voile}$$

a : épaisseur du voile

- ☞ L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm.

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

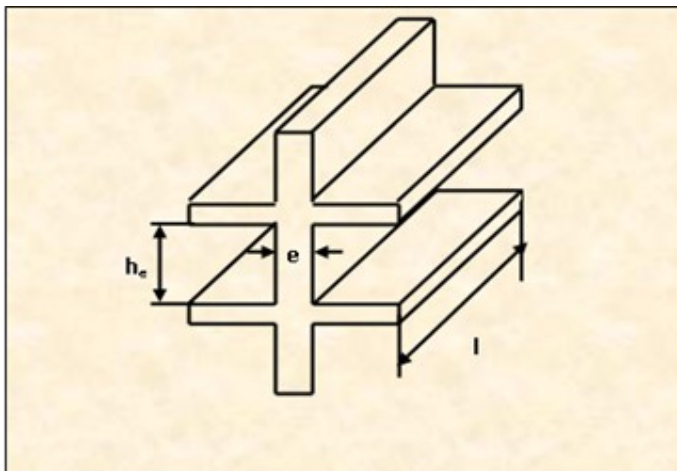


Fig.II.9. Coupe du voile en élévation.

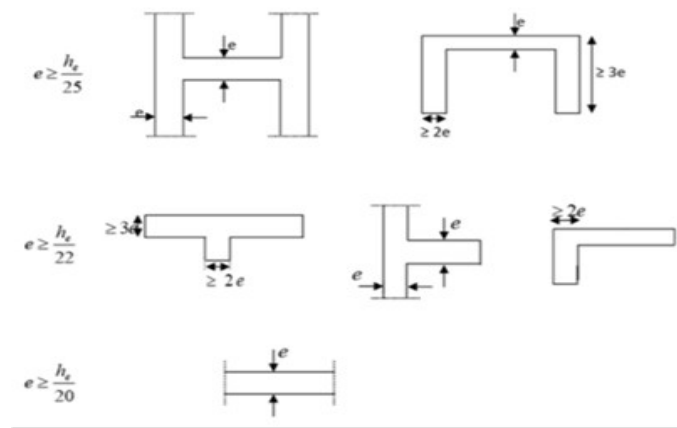


Fig.II.10. Coupe du voile en plan

➤ **Calcul de l'épaisseur des voiles au niveau de l'entre sol :**

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{h - ht}{20} \longrightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{3.06 - 0.2}{20} = 0,143 \text{ m} \quad a \geq 14.3 \text{ cm}$$

On retiendra **a = 15 cm**

Avec : ht : hauteur du plancher : $ht = 20$ cm soit (16+4)

h_e : hauteur d'étage : $h_e = h - ht$

• **Vérification des conditions du RPA (Art 7-7-1/RPA99/2003)**

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre (04) fois son épaisseur :

♦ **Calcul de la longueur minimale :**

$$L_{\min} \geq 4a = 4 \times 15 = 60 \text{ cm}$$

On prend un voile d'épaisseur : **a = 15 cm**

➤ **Calcul de l'épaisseur des voiles du RDC :**

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{h - ht}{20} \longrightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{4.5 - 0.2}{20} = 0,215 \text{ m} \quad a \geq 21.5 \text{ cm}$$

On retiendra un voile d'épaisseur : **a = 25 cm**

Avec : ht : hauteur du plancher : $ht = 20$ cm soit (16+4)

h_e : hauteur d'étage : $h_e = h - ht$

♦ **Vérification des conditions du RPA (Art 7-7-1/RPA99/2003 :**

$$\Rightarrow \text{Calcul de la longueur minimale :} \quad L_{\min} \geq 4a = 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$$

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

Introduction

Les éléments secondaires, ou les éléments non-structuraux sont des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement.

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul de ces éléments de la structure qui peuvent être calculer séparément sous l'effet des charges qui leurs reviennent et qui sont : l'acrotère, les escaliers, la poutre palière, les balcons ainsi que les planchers en corps creux et la dalle salle machine.

Le calcul sera fait conformément aux règles du *BAEL 91 modifiée 99* et *RPA99 version 2003*.

III.1. Acrotère

III.1.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du dernier plancher et qui est destiné à assurer la total sécurité de la terrasse, il participe à la protection de l'infiltration des eaux pluviales.

Il est considéré comme une console, encastrée dans le plancher terrasse, soumise à son poids propre(G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante provoquant ainsi un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse). L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables.

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **ELU** et à **ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

III.1.2. Caractéristique de l'acrotère

La hauteur : $h = 60 \text{ cm}$; l'épaisseur : $h_0 = 15 \text{ cm}$;

L'enrobage : $c = c' = 2,5 \text{ cm}$; la surface : $0,10275 \text{ m}^2$.

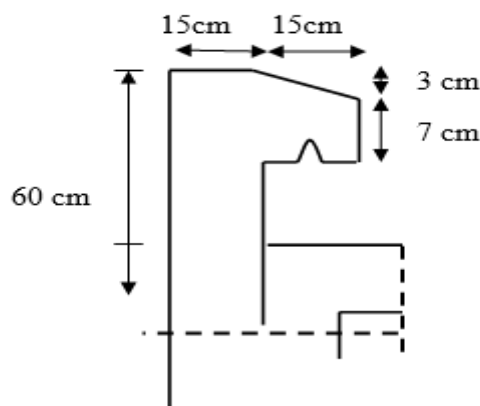


Fig.III.1.1. Coupe verticale de l'acrotère

III.1.3. Calcul des sollicitations

♦ Chargement :

Poids propre de l'acrotère : $G = S \times \rho$

ρ : Masse volumique du béton .

S : Section longitudinale de l'acrotère

$$G = \rho \times [(0,6 \times 0,15) + (0,07 \times 0,15) + (\frac{0,03 \times 0,15}{2})]$$

$$\longrightarrow G = 25 \times 0,10275$$

$$G = 2,568 \text{ KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation horizontale : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

♦ Calcul des sollicitations :

Effort normal dû au poids propre : $N = G \times 1 = 2,568 \text{ KN}$

Effort tranchant : $T = Q \times 1 \text{ ml} = 1 \text{ KN}$

Moment reversant M dû à Q : $M_Q = Q \times H \times 1 \text{ m} = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$

➤ Schéma statique :

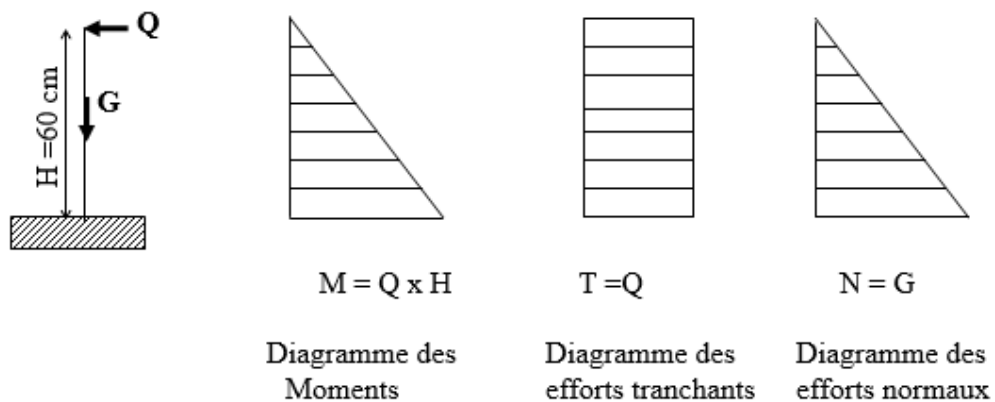


Fig.III.1.2. Diagrammes des efforts internes.

♦ Les combinaisons de charges :

ELU : La combinaison de charges est : **1,35 G + 1,5 Q**

-Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 N \times G = 1,35 \times 2,56875 = 3,4678125 \text{ KN/ml}$.

-Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 MQ = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$.

-Effort tranchant T : $T_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$.

ELS : La combinaison de charges est : **G + Q**

-Effort normal de compression : $N_s = G = 2,56875 \text{ KN/ml}$.

-Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$.

-Effort tranchant T : $T_s = Q = 1 \text{ KN}$

III.1.4. Ferrailage

Le calcul se fera à ELU puis nous ferons les vérifications à ELS.

III.1.4.1. Calcul à ELU

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à une flexion composée (un effort de compression N et un moment fléchissant M)

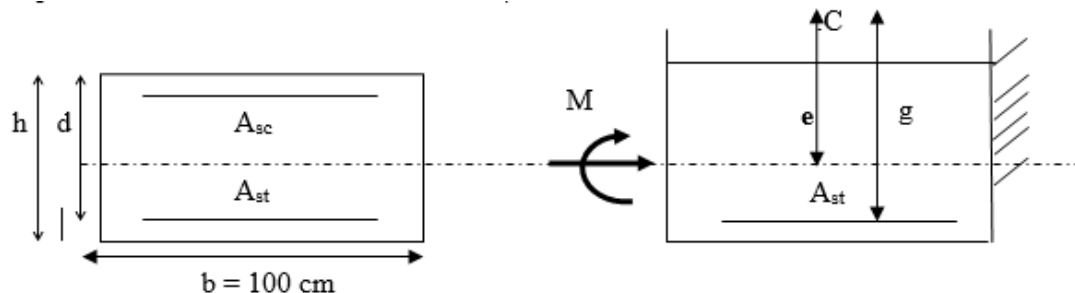


Fig III.1.3: Schéma de calcul de l'acrotère.

$$b=100\text{cm}; c=2.5\text{cm}; h=15\text{cm}; d=12.5\text{cm}; f_e=400\text{MPa}; \gamma_s=1,15; \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$N_u=3,4678125\text{KN/ml}, M_u=0,9\text{KN.m}.$$

a) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{3,4678125} = 0,2595 \text{ m} = 25,95 \text{ cm}$$

Avec : M_u : moment dus à la compression.

N_u : Effort de compression.

e_u : excentricité.

$\frac{h}{2} - c$: distance entre le cdg de la section et le cdg des armatures tendus.

$$\frac{h}{2} - c = 15/2 - 2.5 = 5\text{cm} \Rightarrow e_u > \frac{h}{2} - c$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone délimitée par les armatures. L'effort normal N est un effort de compression, **donc la section est partiellement comprimée.**

⇒ Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f , puis ramener à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple :

❖ Moment fictif M_f :

$$M_f = N_u \times g \quad \text{Avec : } \begin{cases} g = e_u + h/2 - c \\ g = 0.2595 + 0.075 - 0.025 \\ g = 0.3095\text{m} \end{cases}$$

$$M_f = N_u \times [e_u + h/2 - c]$$

$$M_f = 3,4678 \times 0,3095$$

$$M_f = 1,073 \text{ KN.m}$$

Avec M_f : Moment fictif calculée par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

❖ Moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{1,073 \times 10^6}{1000 \times (125)^2 \times 14.2} = 0.0048 \quad < \mu_r = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

D'après le tableau : $\mu_b = 0,0048 \Rightarrow \beta = 0,975$

Remarque : la section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

❖ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1,073 \times 10^6}{0.975 \times 125 \times 348} = 25.30 \text{ mm}^2 = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0,25 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée :

La section réelle d'armatures: $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$

$$A = 0,25 - \frac{3.4678}{34.8} = 0,15 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0.15 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0 \longrightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

III.1.4.2. Vérification à ELU

a) La condition de non fragilité : [Art :4.2.1, BAEL 91]

$$\begin{aligned}
 A_{\min} &= 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \\
 A_{\min} &= 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,5 \text{ cm}^2 \quad A = 0,15 \text{ cm}^2 \quad \checkmark \\
 A_{\min} &= 1,5 \text{ cm}^2 \quad \checkmark
 \end{aligned}
 \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} A_{\min} &= 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{\min} &= 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,5 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} &= 1,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}} \right\} \text{Condition non vérifiée}$$

Avec : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

Conclusion : les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celle calculées à l'ELU donc nous adopterons une section :

$$A = A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adoptera pour une section d'acier de **4HA8 /ml** $= 2,01 \text{ cm}^2$, espacement $e_p = 17,5 \text{ cm}$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On prend **4HA8/ml** $= 2,01 \text{ cm}^2$ avec $e_p = 17,5 \text{ cm}$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : [Art :5.1,2/BAEL91]

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\begin{aligned}
 \bar{\tau}_u &= \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable} \\
 \bar{\tau}_u &= \min \left\{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}) \\
 V_u &= 1,5 \text{ KN.}
 \end{aligned}$$

On a :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1,5}{100 \times 12,5} = 0,0012 \text{ KN/cm}^2 = 0,0120 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,0120 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : [Art :6.1.3/BAEL91]

On doit vérifier la condition : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \qquad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs
1,5 : pour les barres à haute adhérence.
1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n_i \cdot \pi \cdot \varphi$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,05 \text{ cm}$$

n : Le nombre de barres.

A.N :

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 10,05 \times 10} = 0,133 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 0,133 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de l'ancrage des barres : [Art.6,1,2/BAEL91]

La longueur du scellement droit est donnée par :

$$L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \bar{\tau}_s}$$

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm}$$

A.N :

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

Soit :

$$L_a = 0,4 \cdot L_s = 0,4 \times 30 = 12 \text{ cm}$$

On prend : $L_a = 12 \text{ cm}$

e) Espacement des barres :

Armatures principales :

$$s_t < \min(3h, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$s_t = 17,5 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$$

Vérifiée.

Armatures de répartitions :

$$S_t = 17.5 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Vérifiée.}$$

III.1.4.3. Vérification à ELS

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme étant préjudiciable, on doit donc vérifier les conditions suivantes :

a) Vérification des contraintes d'ouvertures des fissures dans l'acier :
[Art :4.5,33/BAEL99]

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min$$

Avec : η : coefficient de fissuration

$$\begin{cases} \eta = 1,6 \text{ H.A} \\ \eta = 1 \text{ r.l} \end{cases}$$

Dans notre cas : $\eta = 1,6$ car H.A

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max} [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ 266,66 ; \text{Max} (200 ; 201,63) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

On a :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 12.5} = 0,163$$

$$\rho = 0,163 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0,934 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 60.76$$

$$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{60.76} = 0.0164 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.934 \times 12.5 \times 2.01} = 25.57 \text{ MPa} - \frac{0.6 \times 10^3}{0.943 \times 12 \times 2.01} < \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st} = \frac{1}{60.76} \times 26.57 = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.1.5. Vérification de l'acrotère au séisme : [Art : 6.2,3/RPA99 version 2003]

Pour que l'acrotère résiste à la force horizontale F_p , elle doit être conçue de telle façon que cette force soit inférieure ou égale à la surcharge Q donnée par la formule :

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4,1) [RPA99 version 2003]

Dans notre cas, (zone II a, groupe d'usage 2) il est pris égal à : **A=0,15**

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 tiré de tableau (6,1) [RPA99 version 2003],

Dans notre cas (élément en console) : Il est pris égal à : **C_p = 0,3**

W_p : poids de l'acrotère, égal à 2, 5875 KN/ml

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.15 \times 0.3 \times 2.5875 = 0.462375 \text{ KN} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

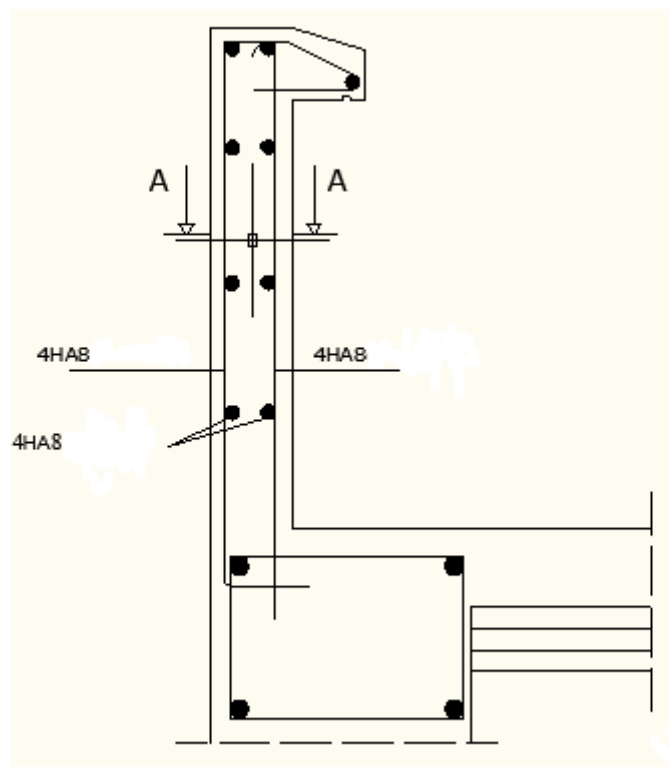
Note :

Dans le cas où la condition n'est pas vérifiée, on fait les calculs avec la force F_p .

Conclusion :

Dans notre cas l'acrotère est ferraillé par :

- Armatures principales $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$, $\text{esp} = 17.5 \text{ cm}$.
- Armatures de répartition $A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$, $\text{esp} = 17.5 \text{ cm}$.



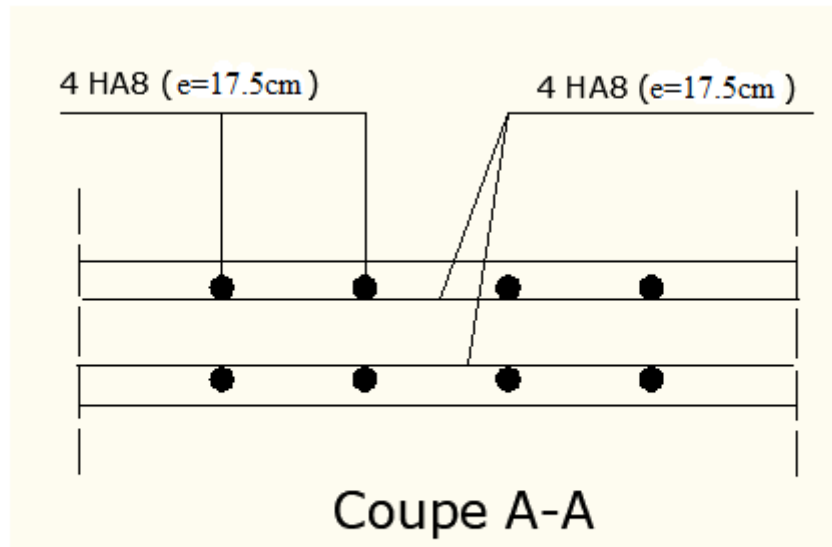


Fig.III.1.4. Plan de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Les balcons

III.2.1. Introduction

L'ouvrage qu'on étudie comporte des balcons et vu l'importance des charges qui agissent sur lui, on a opté à les faire en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

Les balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher, dont l'épaisseur est déterminé par la condition de résistance à la flexion suivante : $e_p \geq \frac{L}{10}$

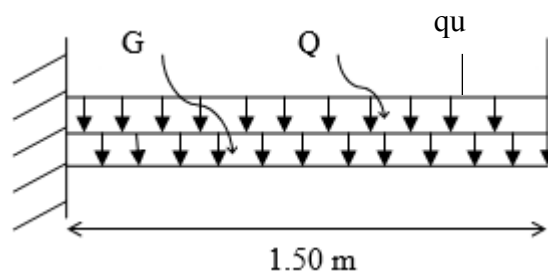


Fig.III.2.1. Schéma statique d'un balcon

Avec : **G** : Charge permanent uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : Surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

qu: Charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde-corps en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

III.2.2. Dimensionnement du balcon

Pour les dalles pleines reposant sur un seul appui, leur épaisseur est déterminée comme suit :

$$e_p \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm.}$$

On optera pour une épaisseur de 15cm.

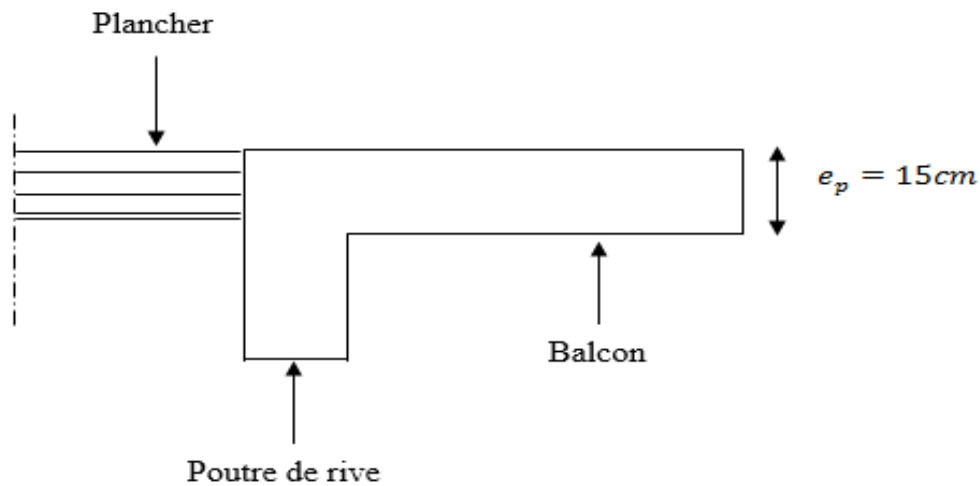


Fig.III.2.2. Coupe vertical d'un balcon.

III.2.3. Détermination des charges et surcharges

a) Charge permanente :

Le poids propre de la dalle pleine du balcon est estimé dans le chapitre II par : $G=5,63\text{KN/m}^2$

b) Charge concentrée (Poids propre du garde-corps) :

P_{mur} = Poids de brique creuse + 2 × poids de l'enduit en ciment ($e_p=2 \text{ cm}$)

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique	Charges permanentes (KN/m²)
Brique ($e_p=0.1\text{m}$)	0,10	09	0,9
Enduit de ciment ($e_p=2\text{cm}$)	0,02	22	0,88

Somme (g)			1,78
-----------	--	--	------

Tableau.III.2.1. Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

c) Surcharge d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/ m}^2$ (*DTR B.C.2.2*)

d) Charge due à la main courante : $q = 1 \text{ KN/m}^2$

III.2.4. Combinaison de charges :

A ELU : la combinaison de charges est : **1,35G+1.5Q**

➤ La dalle :

$$q_{u1} = (1.35G + 1.5 Q) = (1.35 \times 5.63) + (1.5 \times 3.5) = 12.85 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$q_{u2} = (1.35 \times g) \times 1 \text{ m} = 1.35 \times 1.78 = 2.403 \text{ KN}$$

A l'ELS : la combinaison de charges est : **G+Q**

➤ La dalle :

$$q_{s1} = (G + Q) \times 1 \text{ m} = 5.63 + 3.5 = 9,13 \text{ KN/ml}$$

➤ Le garde-corps :

$$q_{s2} = g = 1.78 \text{ KN/ml}$$

III.2.5. Calcul des moments fléchissant

• A ELU :

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12.85 \times 1.50^2}{2} + 2.403 \times 1.50 = 18.06 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 18,06 \text{ KN.m}$$

• A ELS :

$$M_s = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9,13 \times 1.50^2}{2} + 1.78 \times 1.50 = 12,94 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 12,94 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera sur une section rectangulaire d'1m de largeur et soumise à la flexion simple.

$b=1\text{m}$, $c=2.5\text{cm}$, $d=12.5\text{cm}$, $h=15\text{ cm}$

• **Armatures principales :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{18,06 \times 10^3}{100 \times (12,5)^2 \times 14.2} = 0.082 \quad < \mu_r = 0,392 \quad \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_u = 0.082 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.957$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{18,06 \times 10^3}{0.957 \times 12,5 \times 348} = 4,33 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA12 = 4.52 cm² avec $S_t = 25\text{ cm}$

• **Armatures de répartition :**

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

Soit une section de 4HA10 = 3.92 cm² avec $S_t = 25\text{ cm}$

III.2.6. Vérification à ELU :

a) **La condition de non fragilité : [Art :4.2.1, BAEL 91]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times 2.1 / 400 = 1.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2 < A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification de la contrainte de cisaillement : [Art :5.1,2/BAEL91]**

On doit vérifier la condition : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow (\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa})$$

On a : $V_u = q_u \times l + g_u$

$$V_u = (12,85 \times 1.5) + 2.403 = 21,678 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,678 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.173 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,173 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Vérification de l'adhérence des barres : [Art :6.1.3/BAEL91]

On doit vérifier la condition : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs
1,5 : pour les barres à haute adhérence.
1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n_i \cdot \pi \cdot \varphi$$

$$\sum U_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$$

n : Le nombre de barres.

A.N :

$$\tau_{se} = \frac{21,678 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 15,072 \times 10} = 1,278 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1.5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,278 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

(Pas de risque d'entraînement des barres)

d) Ancrage des barres :

Elle correspond à la longueur d'acier ancré dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre pour qu'elle puisse être mobilisé.

- La longueur de scellement est donnée par la loi : $L_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$

Avec : $\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$

Pour : $\varphi = 1.2 \text{ cm}$

$\varphi = 1 \text{ cm}$

$$L_s = \frac{1 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 35,27 \text{ cm} \quad L_s = \frac{1,2 \cdot 400}{4 \cdot 2,835} = 42,33 \text{ cm} \quad L_s = 40 \text{ cm}$$

Vu que la longueur de scellement est importante et elle dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée, alors les règles du **BAEL 91 (Art.6.1.21)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne se termine par un crochet normal, dont la portée ancrée mesurée hors crochet « L_r » est au moins égale à $0,4 L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_r = 0,4 L_s = 0,4 \cdot 40 \quad \Rightarrow \quad L_r = 16 \text{ cm}$$

Vérification de l'espacement des barres : [Art.8.2,42/BAEL91 modifié99]

- **Armatures principales :**

$$S_{t1} = 25 \text{ cm} < \min \{3h ; 33\} = 33 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < \min \{2h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.7. Vérification à ELS

Il faut vérifiée Les conditions suivantes : $\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1) Dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \{ \dots \}$$

Avec : η : coefficient de fissuration $\begin{cases} \eta = 1,6 \text{ H.A} \\ \eta = 1 \text{ r.l} \end{cases}$

Dans notre cas : $\eta = 1,6$ car H.A

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; \text{Max} [0,5 \times 400 ; 110 (1,6 \times 2,1)^{1/2}] \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 266,66 ; \text{Max} (200 ; 201,63) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\text{D'où : } \rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} \quad \rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12.5} = 0,360$$

$$\rho = 0,360 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \Rightarrow k_1 = 38.76$$

Alors :

$$\frac{12.76 \times 10^3}{0.9055 \times 12 \times 4.52} \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{13,11 \times 10^3}{0,907 \times 12.5 \times 4.52} = 255,82 \text{ MPa} \quad \frac{0.6 \times 10^3}{0.943 \times 12 \times 2.01} >$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \Rightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée.}$$

Il faut calculer les armatures à L'ELS :

$$\eta = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{st}} = \frac{12,94 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 201.63} = 0.004 \Rightarrow \beta_1 = 0.898$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12,94 \times 10^3}{0,898 \times 12.5 \times 201.63} = 5,79 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 = 6.78 cm² avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{bd} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 12.5} = 0,542 \quad \rho_1 = 0,565$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0.890 \Rightarrow k_1 = 30.45 \quad K_1 = 29.90$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} = \frac{12,94 \times 10^3}{0.890 \times 12.5 \times 6.78} = 173,80 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 176.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 173,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s \quad \text{Avec : } k = \frac{1}{k_1}$$

$$\beta_1 = 0.890 \quad \Rightarrow \quad k_1 = 30.45$$

$$\text{D'où : } K = \frac{1}{K_1} \quad \Rightarrow \quad K = 0.033$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_s = 0.033 \times 173,80 = 5,73 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 5.82 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée alors, il n'y a pas de fissuration dans le béton Comprimée.}$$

3) Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$1/ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2/ \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{9.204}{10(9.204)} = 0.1 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{6.78}{12.5 \times 100} = 0.005 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

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

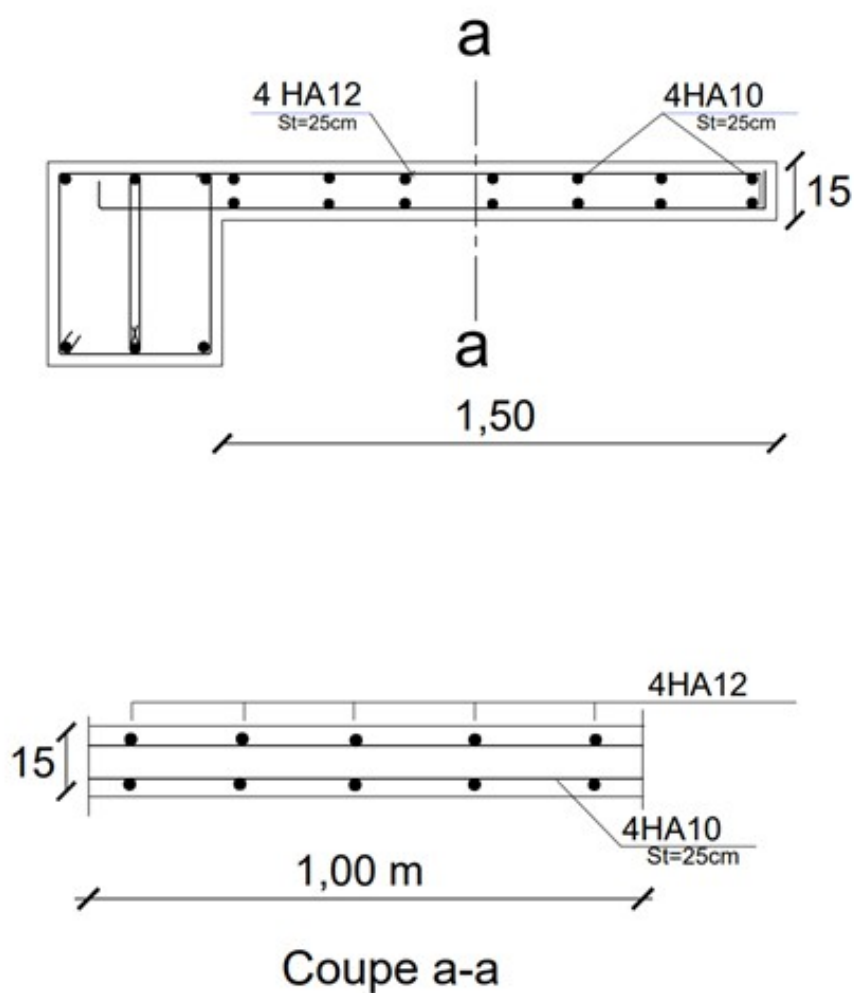


Fig.III.2.3. Plan de ferrailage du balcon.

III.3. Calcul des escaliers

III.3.1. Définition

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant l'accès verticale entre les différents étages de la structure, il est composé de palier et de volées (paillasse) assimilé dans le calcul à des poutres isostatiques calculées à la flexion simple soumise à son poids propre et aux surcharges.

➤ **Terminologie :**

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la Figure III-1.

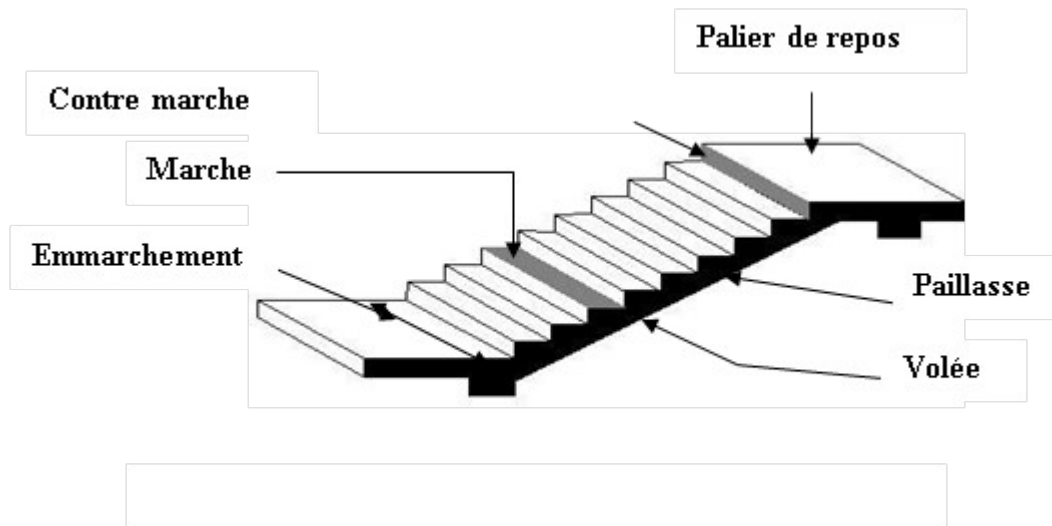


Fig.III.3.1. Schéma statique d'un escalier.

- ♦ **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied, sa forme est rectangulaire ou arrondis.
- ♦ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur h est la différence de niveau entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14 et 18 cm.
- ♦ **Le giron (g)** : est la distance en plan séparant deux contre marches successives.
- ♦ **La volée** : est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers, sa longueur projetée est l m.
- ♦ **Un palier** : est une plateforme de repos entre deux volées de chaque étage.
- ♦ **La paillasse d'épaisseur e_p** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- ♦ **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.

Remarque :

Nous avons deux volées différentes :

- Une volée de l'étage courant d'une hauteur $H = 1,53\text{m}$

➤ Une volée du RDC d'une hauteur $H = 2,25\text{m}$

☞ Pour nos calculs, on prend la volée d'étage courant comme exemple.

➤ **Notations utilisées :**

- g : largeur de la marche (giron).
- h : hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier.
- L_1 : portée de la paillasse.
- li : longueur de la paillasse projetée.

III.3.2. Dimensionnement des escaliers

Le pré dimensionnement des marches et des contre marches se fera par la formule de

« **BLONDEL** » suivante : $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ [cm]}$

Où : h : la hauteur de la contre marche $14 \leq h \leq 18 \text{ [cm]}$.

g : le giron $28 \leq g \leq 32 \text{ [cm]}$.

On adopte : $h=17\text{cm}$, $g=30\text{cm}$

a. Nombre de contre marches :

Le calcul se fait pour l'étage courant donc :

☞ On opte pour une hauteur de marche $h = 17 \text{ cm}$.

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

b. Nombre de marches :

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

c. Vérification de la relation de BLONDEL :

$$2h + g = (2 \times 17) + 30 = 64\text{cm}$$

On remarque bien que $59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \rightarrow$ la relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

d. Emmarchement :

$$E = 1,2\text{m}$$

e. Dimensionnement de la paillasse :

- Etude de la volée intermédiaire de l'étage courant :

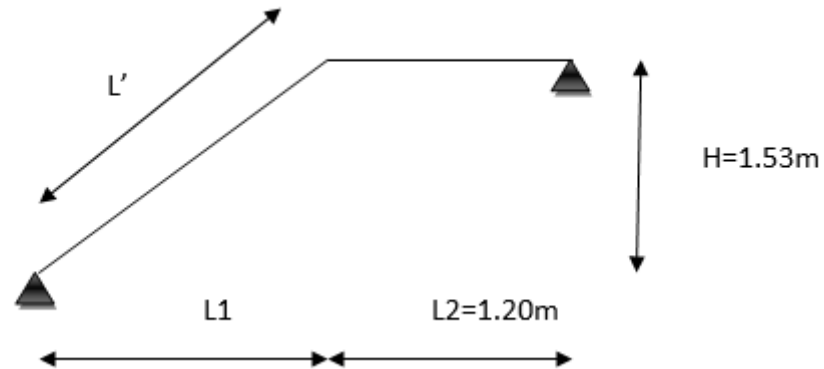


Fig.III.3.2. Schéma correspondant à la volée de l'escalier.

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminée par la formule suivante :

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

L : longueur réelle de la paillasse ; **L = L' + L1**

$$L' = \frac{L2}{\cos \alpha} ; \quad \text{on a : } L2 = g(n-1) = 30(9-1) = 240 \text{ cm}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L2} ; \quad \text{Avec : } \begin{cases} H : \text{représente la hauteur de la volée} \\ H = n \times h = 9 \times 0.17 = 1.53 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L2} = \frac{1.53}{2.40} = 0.6375 \quad \longrightarrow \quad \alpha = 32,51^\circ$$

$$L' = \frac{2.40}{\cos 32.51} = 2.846 \text{ m} \quad L = 284.6 + 120 = 404.6 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{404.6}{30} \leq e_p \leq \frac{404.6}{20} \quad 13.48 \text{ cm} \leq e_p \leq 20.23 \text{ cm} \quad e_p = 18 \text{ cm}$$

III.3.3. Détermination des charges et surcharges

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, nous pourrions admettre que leur poids est uniformément réparti, le calcul se fait pour de 1m^2 de largeur et en considérant une partie simplement appuyée en flexion simple.

1) Charge permanente :

➤ Volée :

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Marche	0,17/2	25	2,125
Garde-corps	/	/	0,2
Paillasse	$E_p/\cos\alpha$	25	5,34
G_{tot}=			9,185

Tableau.III.3.1. Charges permanentes de la volée.

➤ Palier :

Désignation	Epaisseur (m)	P(KN/m ³)	G(KN/m ²)
Enduit ciment	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Carrelage	0,02	20	0,40
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en BA	0,2	25	5
G_{tot}=			6,52

Tableau.III.3.2. Charges permanentes du palier.

2) Charges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers est donnée par le **DTR B.C.2.2** qui est de :

- Palier : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

- volée : $Q = 2,5\text{KN/m}^2$

III.3.4. Calcul des efforts internes à ELU :

a) Combinaison de charges :

➤ Palier :

$$q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 6,52 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 12,552 \text{ KN/ml}$$

➤ Volée :

$$q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q) \times 1\text{ml} = (1,35 \times 9,185 + 1,5 \times 2,5) \times 1\text{ml} = 16,15 \text{ KN/ml}$$

b) Calcul des réactions d'appuis :

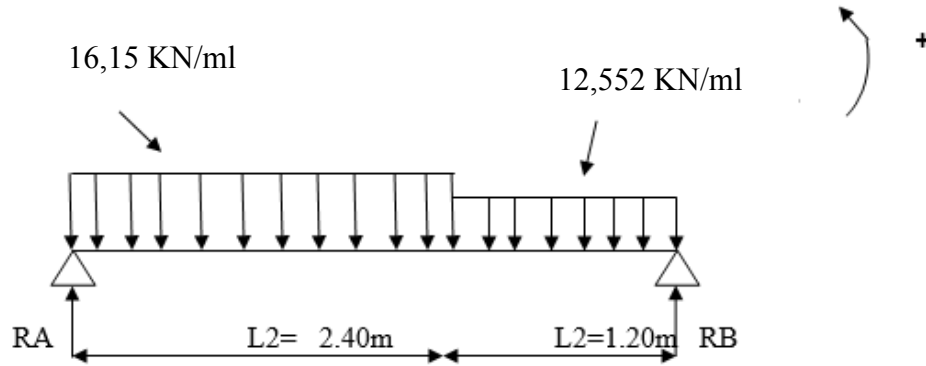


Fig.III.3.3. Schéma statique de l'escalier.

❖ $\Sigma M/A = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_B \times 3,60 - [16,15 \times 2,4(2,4/2)] - [12,552 \times 1,20 \times (1,20/2 + 2,40)] = \\ R_B \times 3,60 = 91,699 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow R_B = 25,472 \text{ KN}$$

❖ $\Sigma F_v = 0$

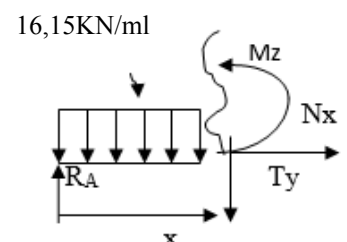
$$\left\{ \begin{array}{l} R_A + R_B - (16,15 \times 2,4) - (12,552 \times 1,20) = 0 \\ R_A + R_B = 53,83 \text{ KN} \\ R_A = 53,83 - 25,472 = \end{array} \right. \longrightarrow R_A = 28,348 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant :

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$

$$T_y = -16,15x + 28,348 \quad \left\{ \begin{array}{l} T_y = 28,348 \text{ KN} \quad \text{pour} \quad x = 0 \\ T_y = -10,412 \text{ KN} \quad \text{pour} \quad x = 2,4\text{m} \end{array} \right.$$

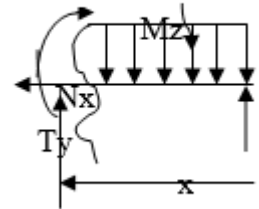
$$M_z = -16,15 \frac{x^2}{2} + 28,348x \quad \left\{ \begin{array}{l} M_z = 0 \quad \text{pour} \quad x = 0 \end{array} \right.$$



$$M_z = 26.96 \text{ KN.m pour } x = 2.4 \text{ m}$$

❖ 2^{ème} tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 1.20 \text{ m}$

$$\Rightarrow T_y = -12,552x - 28,348 \begin{cases} T_y = -25,472 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -10.409 \text{ KN} & \text{pour } x = 1,2 \text{ m} \end{cases}$$



$$M_z = -12,552 \frac{x^2}{2} + 25,472x \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 21.528 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1.2 \text{ m} \end{cases}$$

d) Calcul du moment fléchissant max :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \longrightarrow -16.15x + 28.348 = 0 \longrightarrow x = 1.76 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,996 \text{ m}$.

Donc : $M_z^{\max} = -16.15(1.760)^2/2 + 28.348(1,760) = 24,88 \text{ KN.m}$

$$\longrightarrow M_z^{\max} = 24.88 \text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max}(2.4) = 21.523 \text{ KN.m}$$

❖ **Remarque :**

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées.

○ **Aux appuis :**

$$M_u^a = -0,3.M_z^{\max} = -0,3 \times 24.88 = -7.464 \text{ KN.m.}$$

○ **en travées :**

$$M_u^t = 0,85.M_z^{\max} = 0,85 \times 24.88 = 21.148 \text{ KN.m.}$$

e) **Diagramme des efforts internes à ELU :**

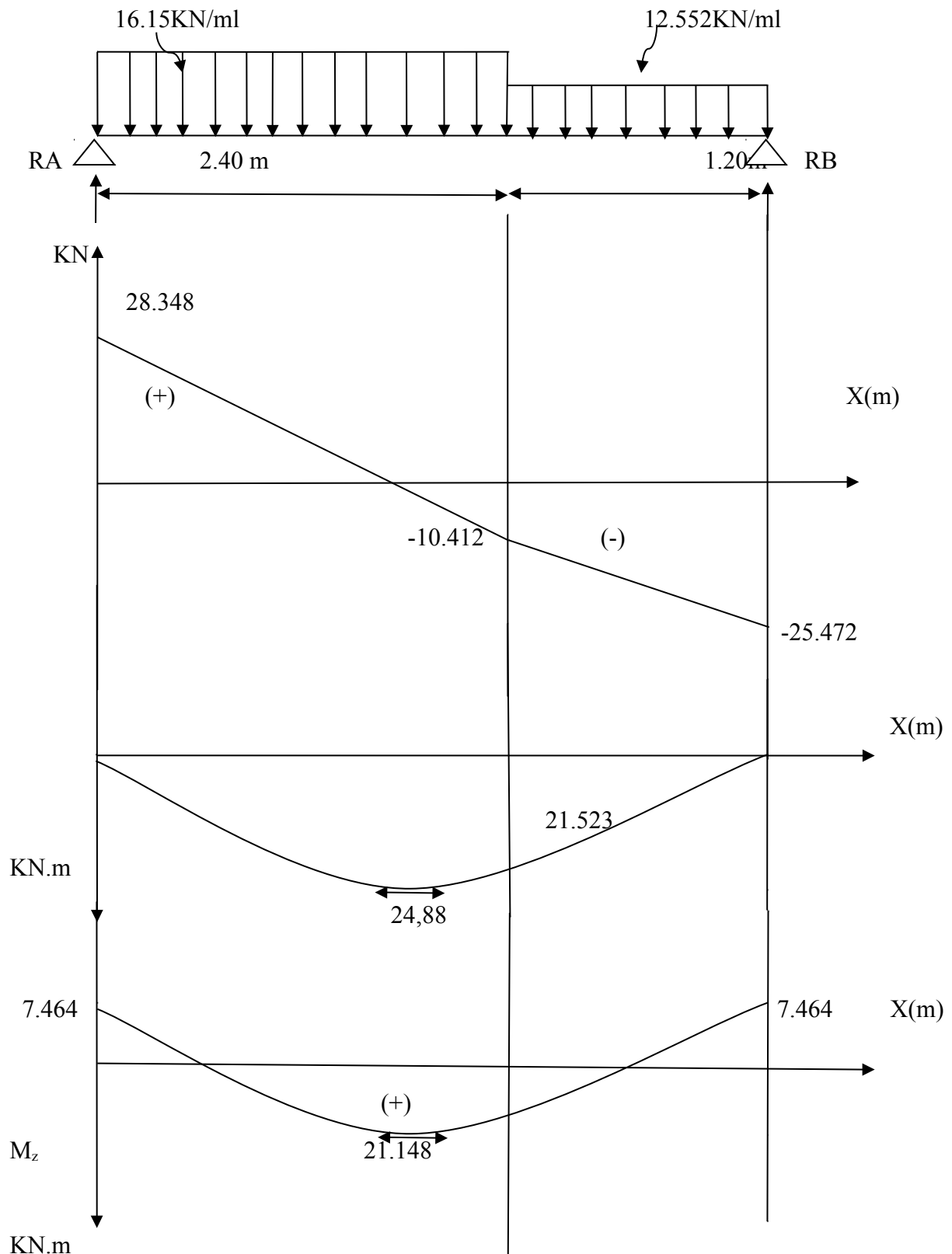


Fig.III.3.4. Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.3.3. Dimensionnement des armatures à ELU

Le calcul des armatures se fera en considérant une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une section de (1m^2) en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment, dont les caractéristiques géométriques sont :

$$b = 100\text{cm}, \quad h = 18\text{cm}, \quad d = 15.5\text{cm}, \quad c = 2.5\text{cm}, \quad h = d + c$$

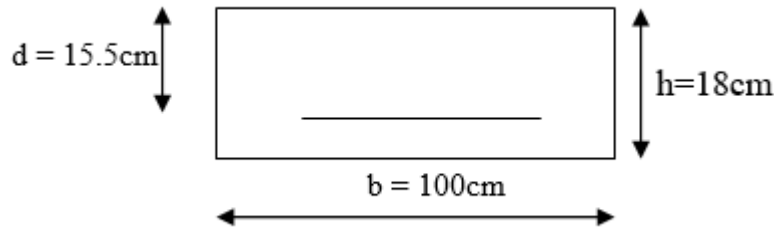


Fig.III.3.5. Section droite de la paillasse à étudier.

a) Armatures principales :

➤ Aux appuis

Nous avons aux $M_u^a = 7.464\text{KN.m}$

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7464}{100 \times 15.5^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,022 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{7464}{0,989 \times 15.5 \times 348} = 1.399 = 1,40 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA10 ($A_a = 3,92\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$

➤ En travées :

Nous avons un moment en travée : $M_u^t = 21.148\text{KN.m}$

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{21148}{100 \times 15.5^2 \times 14,2} = 0,062 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0,062 \quad \longrightarrow \quad \beta_u = 0,968$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{21148}{0,968 \times 15.5 \times 348} = 4,05 \text{ cm}^2$$

On opte pour : 5HA12 ($A_t = 5,65\text{cm}^2$) avec un espacement de $S_t = 20\text{cm}$.

b) Armatures de répartitions :

Pour des raisons de réalisation et de sécurité on doit calculer les armatures de répartitions avec les armatures maximales pour les paliers et la paillasse

$$A_r = \frac{A_r}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On opte : 5HA8 (} A_r = 2,51 \text{ cm}^2 \text{), avec } S_t = 20 \text{ cm.}$$

III.3.6. Vérification à ELU :

1) Condition de non fragilité : [BAEL 91, Art. A.4.2.1]

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{B}{1000}, 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} = 0,23 \times 100 \times 15,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$B : \text{ la section de béton } ; \frac{100 \times 15,5}{1000} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } A_a = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,87 \text{ cm}^2 \\ \text{- En travées : } A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,87 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

2) Espacement des barres : [Art.8.1.24/ BAEL91 (modifiée)]

• Armatures principales :

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{- En travées : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < \text{Min } \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Armatures de répartition

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Aux appuis : } e = 20 \text{ cm} \\ \text{- En travées : } e = 20 \text{ cm} \end{array} \right\} < \text{Min } \{4h, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3) Vérification de la section à l'effort tranchant (cisaillement) : [Art.5.1.2.1/BAEL91]

$$T_{u \max} = 28.348 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{28348}{1000 \times 155} = 0,183 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration est peu préjudiciable : } \dot{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,183 \text{ MPa} < \dot{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

4) Justification des sections d'appuis : (BAEL 91, Art 5-1-3)

$$A_s \geq \frac{T_u^{max}}{f_u} = \frac{28348}{348 \times 100} = 0,814 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,814 \text{ cm}^2 < A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5) Vérification de l'adhérence et l'entraînement des barres : [Art.6.1.3/BAEL91]

On doit vérifier la condition : $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \cdot \sum U_i}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement droit, il a pour valeurs

1,5 : pour les barres à haute adhérence.

1,0 : pour les barres rondes lisses.

U_i : Périmètre utile des barres.

$$U_i = \sum n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\sum U_i = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

n : Le nombre de barres.

$$\tau_{se} = \frac{28348 \times 10^3}{0,9 \times 125 \times 18,84 \times 10} = 1,049 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} > 1,049 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A.N :

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

6) Longueur de scellement droit : [Art.6.1.3/BAEL91]

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau'_s}$$

$$\text{Avec : } \tau'_s = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\text{Forfaitairement : } L_s = 40 \cdot \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre dans laquelle les barres seront encreées ; à défaut de calcul le (BAEL91) admet que l'ancrage d'un crochet normal, est assuré lorsque la longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

- Pour les armatures comportant des crochets, on prend : $L_c = 0,4L_s$

$$L_c = 0,4 \times 48 = 19,2\text{cm} \longrightarrow L_c = 20\text{cm}$$

III.3.7. Calcul à ELS :

a) Combinaison de charge :

- Palier : $q_{sp} = G_p + Q = 6,52 + 2,5 = 9.02\text{KN/ml}$
- Volée : $q_{sv} = G_v + Q = 9,3185 + 2,5 = 11.685\text{ KN/ml}$

b) Calcul des réactions aux appuis :

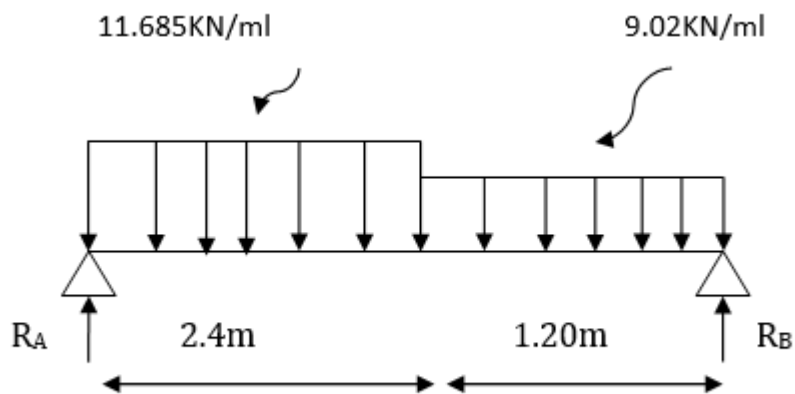


Fig.III.3.6. Schéma statique à ELS.

$$\diamond \Sigma M/A = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_B \times 3.60 - [11.685 \times 2.4(2.4/2)] - [9.02 \times 1.20 \times (1.20/2 + 2.40)] \\ R_B \times 3.60 = 66.124 \text{ KN} \end{array} \right. \longrightarrow R_B = 18.368 \text{ KN}$$

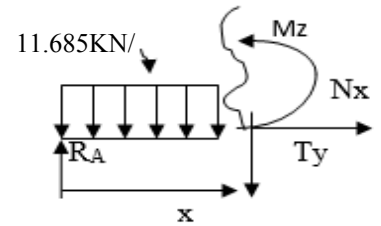
$$\diamond \Sigma F_v = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A + R_B - (11.685 \times 2.4) - (9.02 \times 1.20) = 0 \\ R_A + R_B = 38.868 \text{ KN} \\ R_A = 38.868 - 18.368 \end{array} \right. \longrightarrow R_A = 20.5 \text{ KN}$$

c) Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant :

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2.4\text{m}$

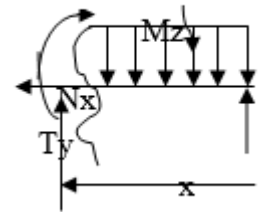
$$\rightarrow T_y = -11.685x + 20.5 \quad \begin{cases} T_y = 20.5\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -7.544\text{KN} & \text{pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$



$$M_z = -11.685 \frac{x^2}{2} + 20.5x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 15.55\text{KN.m} & \text{pour } x = 2.4\text{m} \end{cases}$$

❖ 2^{ème} tronçon : $0\text{m} \leq x \leq 1.20\text{ m}$

$$T_y = 9.02x - 18.368 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} T_y = -18.368\text{KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -7.544\text{KN} & \text{pour } x = 1.2\text{m} \end{cases}$$



$$M_z = -9.02 \frac{x^2}{2} + 18.368x \quad \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 15.55\text{KN.m} & \text{pour } x = 1.2\text{m} \end{cases}$$

d) Calcul du moment fléchissant max :

$$\frac{dM_z(x)}{dx} = 0 \quad \longrightarrow \quad -11.685x + 20.5 = 0 \quad \longrightarrow \quad x = 1.754\text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1.754\text{m}$.

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -11.685(1.754)^2/2 + 20.5(1.754) = 17.983\text{KN.m}$$

$$\longrightarrow \quad M_z^{\max} = -17.983\text{ KN.m}$$

$$M_z^{\max}(2.4) = 15.55\text{KN.m}$$

❖ Remarque :

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, nous portons une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moment maximum aux appuis et en travées.

○ **Aux appuis :**

$$M_u^a = -0,3.M_z^{\max} = -0,3 \times 17.983 = -5.395 \text{ KN.m.}$$

○ **en travées :**

$$M_u^t = 0,85.M_z^{\max} = 0,85 \times 17.983 = 15.285 \text{ KN.m.}$$

e) **Diagramme des efforts internes à ELS :**

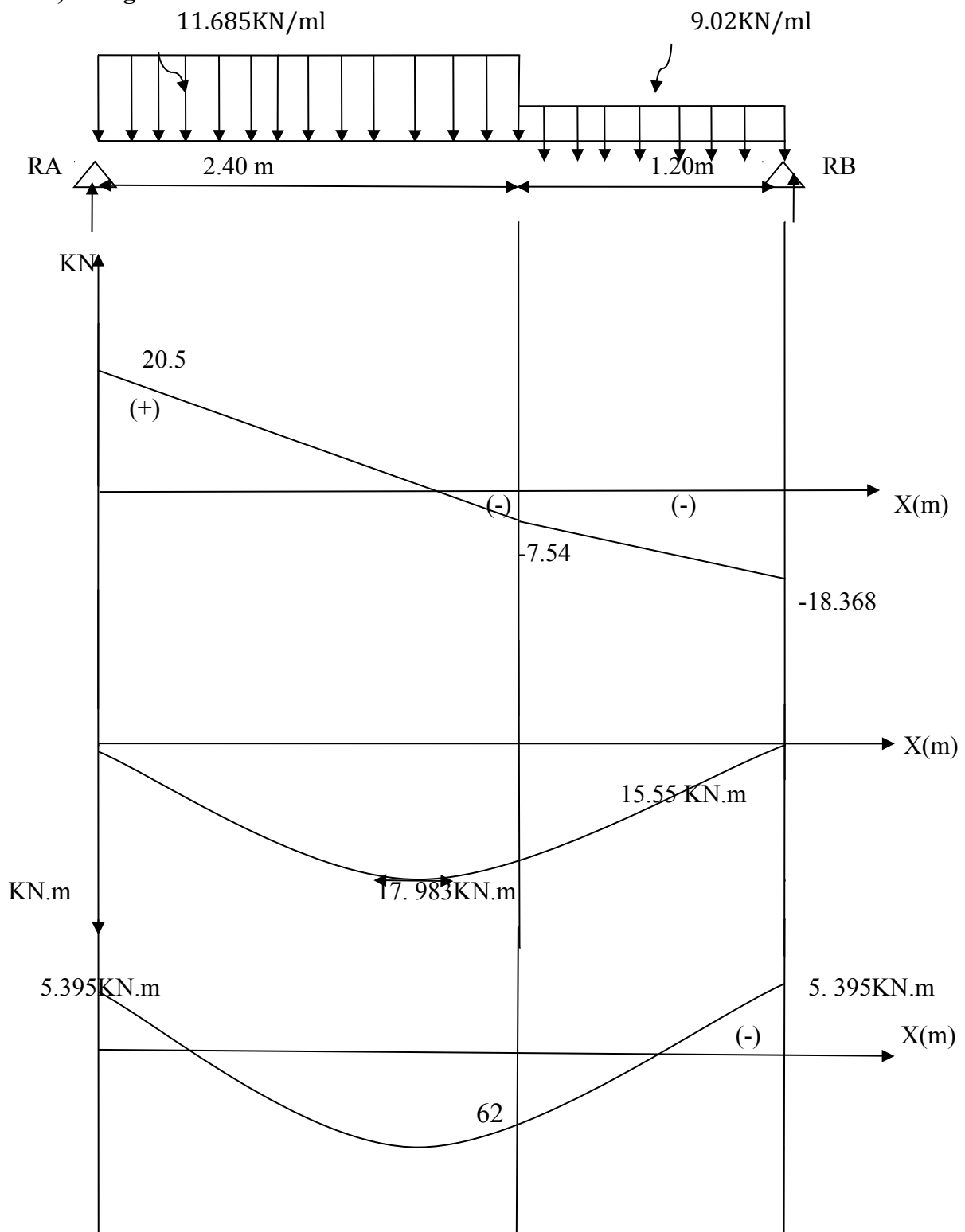




Fig.III.3.7. Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

III.3.8. Vérification à ELS

1) Ferrailage des armatures :

Le calcul se fera pour une bande d'1m d'emmarchement.

➤ Armatures longitudinales

• Aux appuis :

$$\mu_a = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5395}{100 \times 15.5^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,016 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,8243$$

$$A_a = \frac{M_u^a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{5395}{0,8243 \times 15.5 \times 348} = 1,213 \text{ cm}^2$$

$$A_a < 3,93 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

• En travée :

$$\mu_a = \frac{M_u^t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15285}{100 \times 15.5^2 \times 14,2} = 0,045 < \mu_r = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_a = 0,045 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,762$$

$$A_t = \frac{M_u^t}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{15285}{0,762 \times 15.5 \times 348} = 3.718 \text{ cm}^2$$

$$A_t < 5,65 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow$$

Donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

2) Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers

• En travées

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 0,85M_z^{\max} = 0,85 \times 17.983 = 15.285 \text{ KN.m} \\ A_t = 5,65 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \sigma_{st} \leq \sigma'_{bc}$

On a : $\sigma'_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\text{Et : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_t}{b \cdot d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 15,5} = 0,36$$

$$\rho_1 = 0,36 \longrightarrow \beta_1 = 0,907 ; \quad \alpha_1 = 0,279$$

$$\text{Et : } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,279}{15(1-0,279)} = 0,0258$$

$$\rho_1 = 0,36 \quad \mathbf{K = 0,0258}$$

$$\text{Alors : } \sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{15.285 \times 10^6}{565 \times 0,907 \times 15,5} = 192,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,0258 \times 192,43 = 4,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4,96 \text{ MPa} \leq \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_a = 0,3M_z^{\max} = 5.395 \text{ KN.m} \\ A_a = 3,93 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{On a : } \rho_1 = \frac{100 \cdot A_a}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \times 15,5} = 0,253$$

$$\rho_1 = 0,253 \longrightarrow \beta_1 = 0,920 ; \quad \alpha_1 = 0,240$$

$$\text{Et : } K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0,240}{15(1-0,240)} = 0,021$$

$$\rho_1 = 0,253 \text{ et } K = 0,021$$

$$\text{Alors : } \sigma_{st} = \frac{M_a}{A_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{5.395 \times 10^6}{393 \times 0,920 \times 155} = 96.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_{st} = 0,01 \times 96.26 = 2,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.02 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

3) Vérification de la flèche :

Les règles (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier à l'ELS l'état limite de déformation pour une poutre associée au hourdis si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec : **h** : la hauteur de la poutre

L : longueur max entre nus d'appuis.

$$\checkmark \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

M_t : moment max en travée.

M₀ : valeur maximum de moment en travée

$$\checkmark \quad \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

A : section des armatures

b : longueur de la section

d : hauteur utile de la section droite

$$\frac{h}{L} = \frac{0,18}{3.6} = 0,050 \geq \frac{1}{16} = 0,0625$$

—————> **Condition non vérifiée.**

$$\frac{h}{L} = 0,050 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{15.285}{10 \times 187.983} = 0,085$$

—————> **Condition non vérifiée.**

$$\frac{A_{sa}}{b_0 d} = \frac{5,65}{100 \times 15.5} = 0,0036 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$$

—————> **Condition vérifiée.**

Deux conditions non vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche :

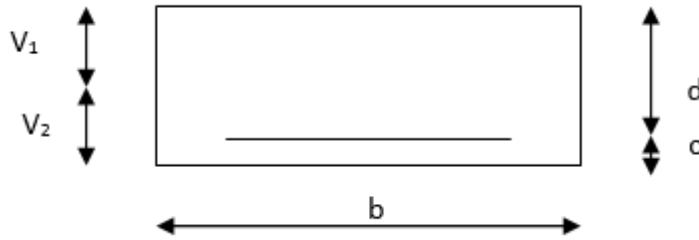


Fig.III.3.8. Section droite des escaliers.

La loi est : $f = \frac{5 \cdot q_s \times l^4}{384 \cdot E_v \cdot I_{fv}} < \dot{f} = \frac{l}{500} = \frac{3600}{500} = 9 \text{ mm}$

Avec : f : flèche due aux charges instantanée

\dot{f} : Flèche admissible

E : module de la déformation différée

Où : $E_v = 3700 \sqrt[3]{\dot{f}_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$

Et : $I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$

On a :

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} ; \text{ Et } V_2 = h - V_1$$

Avec :

$$S_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t \cdot d ; \quad S_{xx} : \text{moment statique}$$

$$S_{xx} = \frac{b h^2}{2} + 15 A_t \cdot d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15.5 = 17513.62 \text{ cm}^2$$

B_0 : Aire de la section homogénéisée ; $B_0 = b \times h + 15 A_t$.

$$B_0 = b \times h + 15 A_t = 100 \times 18 + 15 \times 5.65 = 1884.75 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{17513.62}{1884.75} = 9.29$$

$$\longrightarrow V_2 = h - V_1 = 18 - 9.29 = 8.71$$

Alors: $I_{fv} = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - c)^2$

$$I_{fv} = \frac{100}{3} (9.29^3 + 8.71^3) + 15 \times 5.65 (8.71 - 2.5)^2 = 52014.81 \text{ cm}^2$$

En remplaçant tous les coefficients trouvés précédemment ; on aura une valeur de flèche :

$$f = \frac{5 \times 11.685 \times 10 \times 360^4}{384 \times 10818.86 \times 10^2 \times 52014.81} = 0.454 \text{ cm}$$

Donc : $f = 4.54 \text{ mm}$, $\dot{f} = 9 \text{ mm}$ \longrightarrow **Condition vérifiée**

❖ **Remarque :**

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes pour le ferrailage de l'escalier d'où on adopte le même ferrailage sur tous les niveaux.

Aux appuis : 5HA10 Avec un espacement de esp= 20cm.

En travée : 5HA12 Avec un espacement de esp= 20cm.

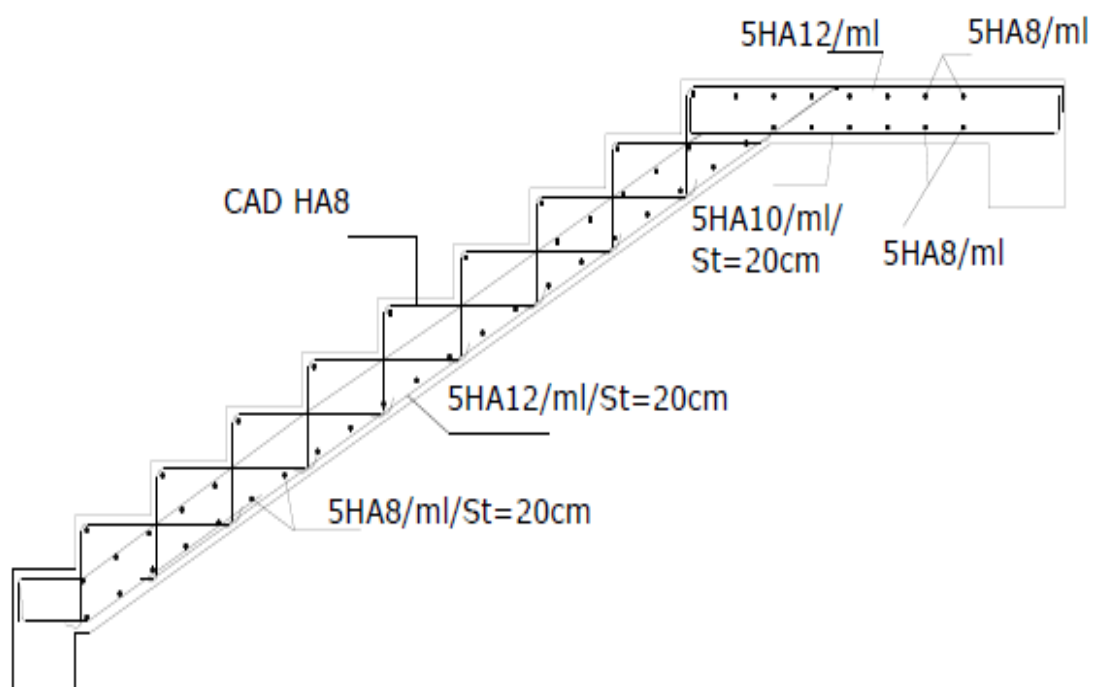


Fig.III.3.9. Plan de ferrailage des escaliers.

III.4. Poutre palière :

III.4.1. Introduction :

La poutre palière est une poutre destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est de section rectangulaire ($b \times h$) et considérée comme semi encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3.9 m.

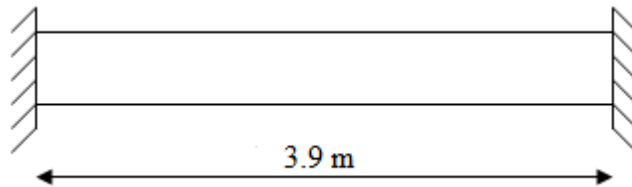


Fig.III.4.1. Schéma de la poutre palière.

III.4.2. Pré-dimensionnement de la poutre :

❖ La hauteur h_t : est donnée par la relation suivante :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

Avec : l : longueur libre entre nus d'appuis

$$\frac{390}{15} \leq h_t \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 30 \text{ cm}$.

❖ Largeur :

La largeur b est donnée par la relation suivante :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

cm

On prend $b = 25 \text{ cm}$

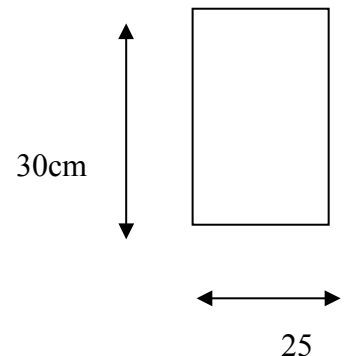


Fig.III.4.2. Section de la poutre palière.

❖ Recommandations de RPA (Art 7.5.1) :

$$b \geq 25 \text{ cm}, h \geq 30 \text{ cm} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La largeur de la poutre est donnée par : $0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$ d'où $12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$

D'après les exigences du RPA, on opte pour : $b = 20 \text{ cm}$

Notre poutre a pour dimension $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

III.4.3. Combinaison de charges :

1. Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$.

- Poids du mur : $G_M = 2.36 \times 1 = 2.39 \text{ KN/ml}$.

- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 21.715 \text{ KN}$.

- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 15.662 \text{ KN}$.

2. Poids propre de la poutre à ELU : $q_u = 1.35 G + R_u$

$$q_u = 1.35 \times (2.36 + 1.875) + 21.715 = 27.43 \text{ KN/ml} \quad \text{--- } q_u = 27.43 \text{ KN/ml}$$

3. Poids propre de la poutre à ELS: $q_s = G + R_s$

$$q_s = (1.875 + 2.36) + 15.662 = 19.897 \text{ KN/ml} \quad \text{--- } q_s = 19.897 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Calcul à ELU :

a) Calcul des efforts internes :

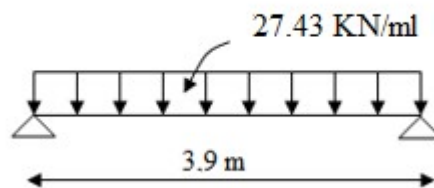


Fig.III.4.3. Charge de la poutre à ELU.

➤ Moment isostatique:

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{27.43 \times 3.9^2}{8} = 52.15 \text{ KN.m}$$

➤ Effort tranchant :

$$\text{Réactions d'appuis : } R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{27.43 \times 3.9}{2} = 53.48 \text{ KN}$$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -15.645 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 44.32 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme des efforts internes:

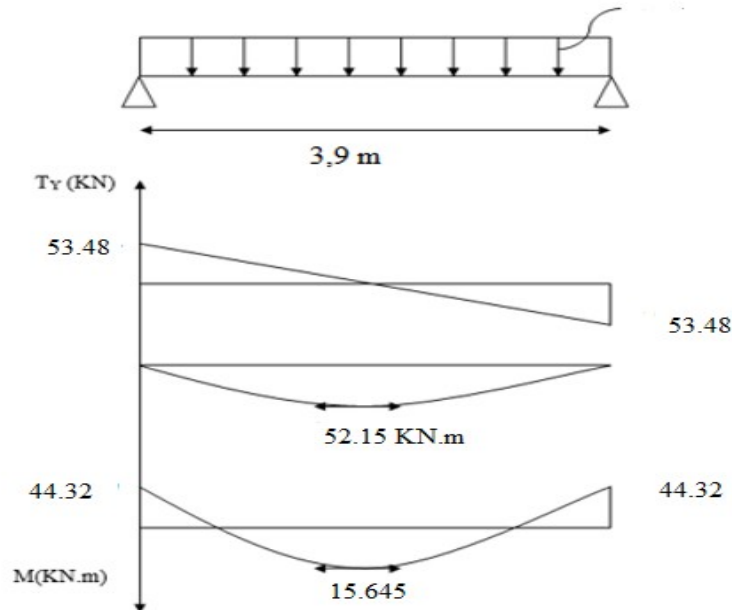


Fig.III.4.4. Diagrammes des efforts internes de la poutre palière à ELU.

c) Ferrailage de la poutre palière :

➤ **En travée :**

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{44.32 \times 10^3}{25 \times 27.5^2 \times 14.2} = 0.165$$

$$\mu_t = 0.165 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.165 \Rightarrow \beta = 0.9095$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{44.32 \times 10^3}{0.9095 \times 27.5 \times 348} = 5.09 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{st} = 3 \text{ HA16} = 6.03 \text{ cm}^2$

➤ **Aux appuis:**

$$\mu_a = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc}} = \frac{15.645 \times 10^3}{25 \times (27.5)^2 \times 14.2} = 0.058 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.058 \Rightarrow \beta_1 = 0.970$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{15.645 \times 10^3}{0.970 \times 27.5 \times 348} = 1.68 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{sa} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$

III.4.5. Vérification à ELU :

1. Condition de non fragilité : [Art.4.2, 1/BAEL91]

$$A_{\min} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27.5 \times \frac{2.1}{400} = 0.830 \text{ cm}^2$$

- En travée : $A_t = 6.03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.830 \text{ cm}^2$
- Aux appuis : $A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.830 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition est vérifiée.

2. Vérification de la section du béton à l'effort tranchant : [Art.5.1.2.1/BAEL91]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = [2.5 \text{ MPa}, 4 \text{ MPa}] \leftarrow$$

(Fissuration préjudiciable)

Avec : $\tau_u = \frac{53.48 \times 10^3}{250 \times 275} = 0.77 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_u = 0.77 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ La Condition est vérifiée.

3. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis : [Art.5.1.3.2/BAEL91]

- Influence sur les aciers :

$$A_a \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(53.48 \times 10^3 + \frac{15.645 \times 10^6}{0.9 \times 275} \right) = 3.35 \text{ cm}^2$$

$A_{sa} = 3.39 \text{ cm}^2 > 3.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La Condition est vérifiée.

- Influence sur le béton :

On a : $T_{u\max} \leq 0.4b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$$0.4b \times 0.9d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 275 \times \frac{25}{1.5} = 412.5 \quad \text{KN} > T_u = 53.48 \text{KN}$$

⇒ **La Condition est vérifiée.**

○ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\longrightarrow \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 3 \times 3.14 \times 1.2 = 11.304 \text{cm.}$$

$$\tau_u = \frac{53.48 \times 10^3}{0.9 \times 275 \times 11.304 \times 10} = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.91 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad \Rightarrow \quad \textbf{La Condition est vérifiée.}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

4. Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 12 ; 8.57 ; 25 \} = 8.57 \text{mm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $\longrightarrow A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{cm}^2$

5. Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7 .5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a. En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad \Rightarrow \quad S = \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.8 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{cm} ; 14.4 \text{cm} \}$$

On prend : $S_t = 10 \text{cm}$

b. En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

6. Ancrage des barres : [Art.6.1.2/BAEL91]

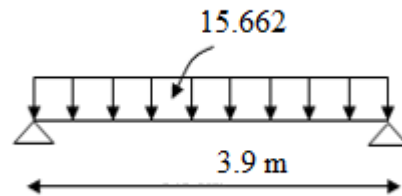
$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \bar{\tau}_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6 \psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ M}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

III.4.6. Calcul à ELS :**a) Calcul des efforts internes :**

On a : $q_s = 15.662 \text{ KN/ml}$

**➤ Moment isostatique:**

$$M_u = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{15.662 \times 3.9^2}{8} = 29.77 \text{ KN.m}$$

Fig.III.4.5. Charge de la poutre à ELS.**➤ Effort tranchant :**

Réactions d'appuis : $R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{15.662 \times 3.9}{2} = 30.54 \text{ K}_N$

En tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{uap} = -0.3M_u = -8.93 \text{ KN.m}$$

$$M_{utr} = 0.85M_u = 25.30 \text{ KN.m}$$

b) Diagramme des effort internes :

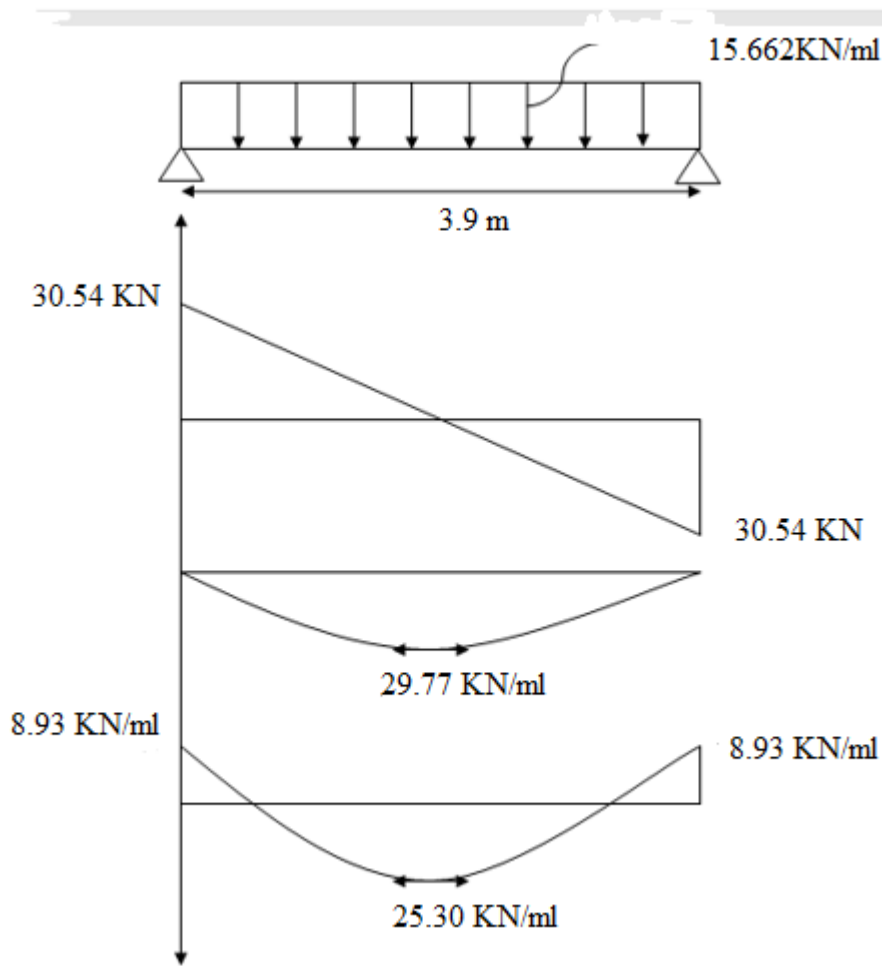


Fig.III.4.6. Diagrammes des efforts internes à ELS.

III.4.7. Vérification à ELS :

1) Vérification des contraintes :

a) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_b \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

☞ Aux appuis : on a :
$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_{app}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27.5} = 0.494$$

$$\rho_1 = 0.494 \Rightarrow \beta_1 = 0.894 \quad \alpha_1 = 0.318$$

et
$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.345}{15(1-0.345)} = 0.031$$

$$\alpha = 0.318 \Rightarrow K=0.031$$

Alors :

$$\sigma_{St} = \frac{M}{A_s \cdot \beta d} = \frac{8.93 \times 10^6}{339 \times 0.894 \times 275} = 107.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.031 \times 107.50 = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

☞ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.03}{25 \times 27.5} = 0.877$$

$$\rho_1 = 0.877 \Rightarrow \beta_1 = 0.8675 \Rightarrow \alpha_1 = 0.398$$

et

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.398}{15(1-0.398)} = 0.044$$

$$\alpha = 0.398 \Rightarrow K=0.044 \Rightarrow \beta_1 = 0.8675$$

Alors :

$$\sigma_{St} = \frac{M_t}{A_s \cdot \beta d} = \frac{25.30 \times 10^6}{603 \times 0.8675 \times 275} = 175.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0.044 \times 175.87 = 7.73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.73 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La Condition est vérifiée}$$

2) Etat limite de déformation des aciers :

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

3) Vérification de la flèche

Nous pouvons disposer du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.30}{3.9} = 0.076 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.30}{3.9} = 0.076 < \frac{25.30}{10 \times 29.77} = 0.084 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{27.5 \times 25} = 0.0048 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

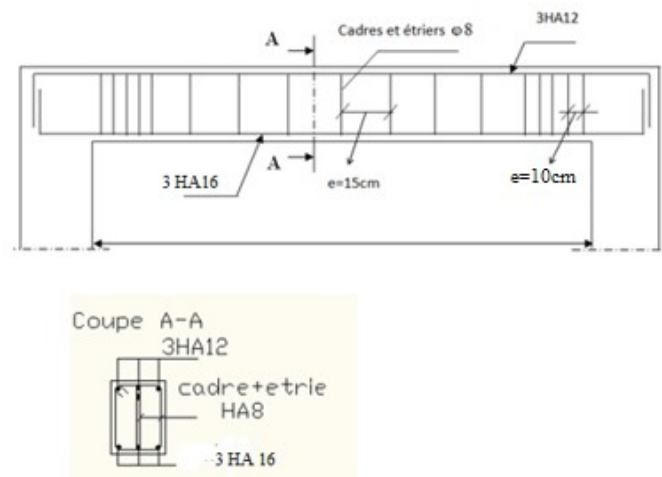


Fig.III.4.7. Plan de ferrailage de la poutre palière

III.5. Plancher à corps creux

III.5.1. Introduction

Un plancher est une aire plane destinée à délimiter les étages et assuré l'isolation thermique et phonique. Dans notre projet nous rappelons que tous les planchers de notre bâtiment sont en corps creux d'épaisseur (16+4) cm avec une dalle de compression de 4 cm, sauf pour les balcons qui sont en dalles pleines.

Le plancher en corps creux est constitué de :

- a) Nervures appelées poutrelles de section en T.
- b) Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- c) Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur. Elle est armée d'un quadrillage d'armature en acier de nuance Fe520 ayant pour but :
 - i. Limiter les risques de fissuration par retrait ;
 - ii. Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites ;
 - iii. Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges, localisée notamment celles correspondant aux charges.

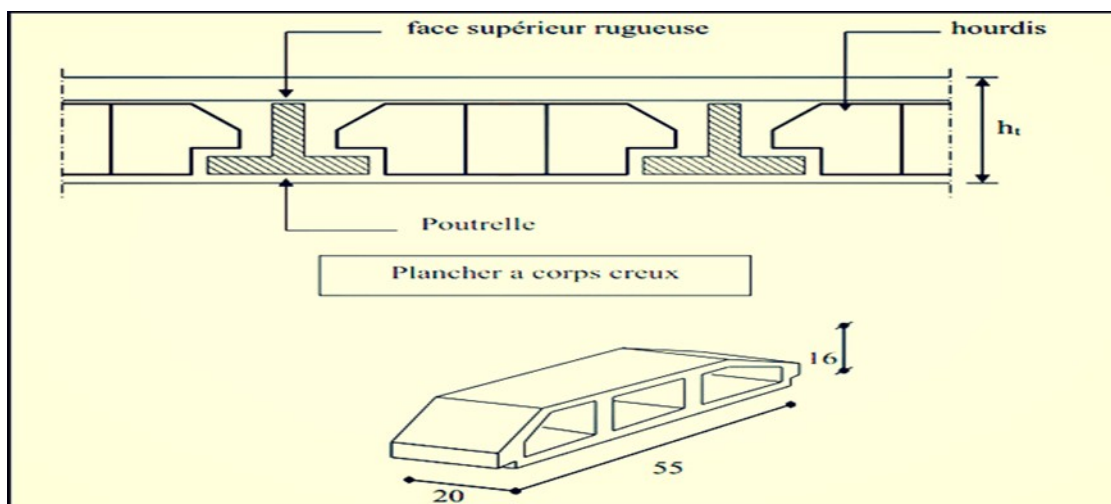


Fig.III.5.1 : Schéma d'un plancher en corps creux.**III.5.2. Etude et ferrailage de la dalle de compression : [BAEL 91/B.6.8,423]**

La dalle de compression est de 4 cm d'épaisseur et elle est coulée sur place. Elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) qui doit satisfaire les conditions suivantes :

- ♦ Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées dans BAEL 91 (art B.6.8.423) :
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
 - 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- ♦ Les sections d'armatures doivent satisfaire aux conditions définies ci-après, et ce pour une longueur : $50 < L_x < 80$ Où : L_x = est l'entre axe des poutrelles égale à 65 cm.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

L = distance entre axes des poutrelles comprise entre 50 et 80 cm.

f_e : étant limite d'élasticité de l'acier utilisé exprimée en (MPa) ou (N/mm²).

A_{\perp} : section des armatures perpendiculaire aux nervures exprimée en (cm²/ml).

$$\text{Soit : } A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\perp} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } e = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0,98 / 2 = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Soit : } A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : } e = 20 \text{ cm}$$

Conclusion : On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de dimension 20x20 cm² avec un diamètre de 5 mm.

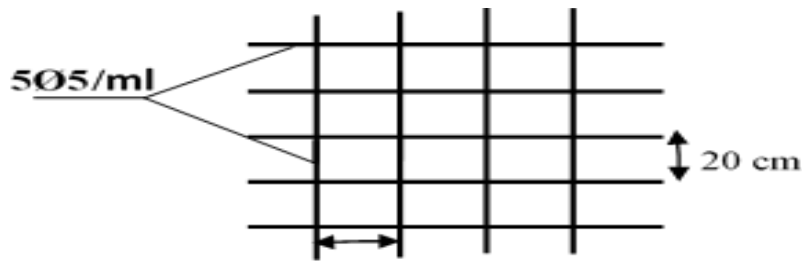


Fig.III.5.2 Ferrailage dalle de compression

III.5.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

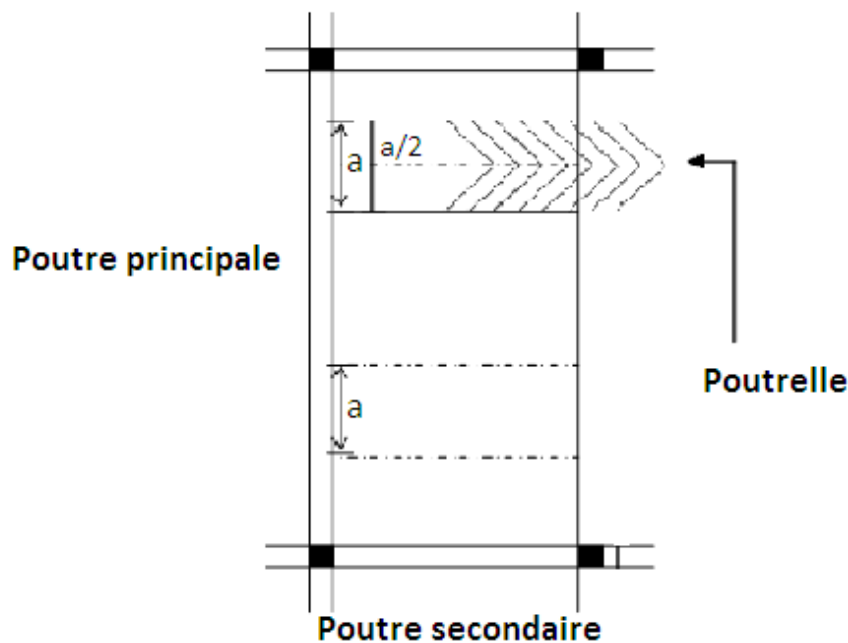


Fig.III.5.3. Surface revenant aux poutrelles.

A. Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme une poutre rectangulaire simplement appuyée sur ses deux extrémités, elle travaille en flexion simple, elle est disposée parallèlement à la petite portée et elle doit supporter son poids propre, le poids de corps creux c le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant aux plancher.

- Le poids propre de la poutrelle est : $G1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$

- Le poids propre de corps creux est : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Charge permanente : $G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

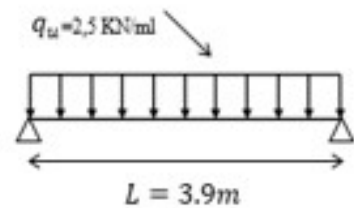
➤ **Calcul à ELU :**

On effectue le calcul pour la travée la plus défavorable, en considérant la fissuration non préjudiciable.

❖ **Combinaison de charges :**

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 \times 0.74 + 1,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml}$$



❖ **Calcul du moment en travée :**

$$\frac{q_u l^2}{8} = \frac{2,5 \times 3.90^2}{8} = 4,75 \text{ KN.m}$$

$M_u =$

❖ **Calcul de l'effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{2,5 \times 3.90}{2} = 4,875 \text{ KN}$$

❖ **Ferraillage de la poutrelle :**

$d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ soit : **d** : hauteur utile $d = h - c$


c : enrobage = 2cm

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{4,75 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,96$$

$\mu=6,96 > \mu_r=0,392$  section doublement armée (SDA).

Conclusion : les armatures comprimées sont nécessaires. Mais au vu de la faible hauteur de section de la poutrelle, il est impossible de disposer deux nappes d'armatures. Par conséquent, il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires afin de soulager la poutrelle et de l'aider à supporter les charges d'avant coulage de la dalle de compression.

❖ **Calcul de la distance entre étais :**

Calcul du moment limite qui correspond à une SSA. 

$$M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu} = 0.392 \times 0.12 \times (0.02)^2 \times 14.2 \times 10^3 = 0.26 \text{ KN.ml}$$

$$l_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0.26}{2.5}} = 0.83 \text{ m}$$

On prend $l_{\max} = 1 \text{ m}$ entre étais.

B. Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre continue en T reposant sur plusieurs appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ces deux extrémités. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher.

1) Dimension de la poutrelle :

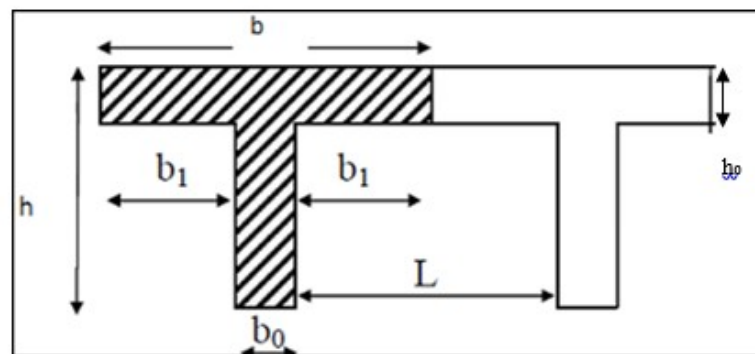


Fig.III.5.4. Section en T

Avec : L : Longueur de la plus grande travée (L=3.8m)

h₀ : Epaisseur de la dalle de compression (h₀=4 cm) ; h : hauteur de la dalle (h=16+4=20cm)

b₀ : Largeur de la nervure (b₀=12cm) ; c : enrobage (c=2cm) ; d : hauteur utile (d=18 cm)

b₁= largeur de l'hourdis à prendre entre deux nervures.

- La largeur de l'Hourdis à prendre en compte de chaque côté d'une nervure à partir de son parement est limité par la plus restrictive des conditions ci- après :

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{L}{10}; \frac{b - b_0}{2}; 8 h_0 \right) = (38, 26.5, 32) \text{ cm}$$

$$b_1 = 26.5 \text{ cm}$$

2) Calcul des poutrelles :

Le calcul sera conduit en considérant que la poutrelle travaille comme une poutre continue de section en Tê, avec une inertie constante, reposant sur plusieurs appuis et elle travaille en flexion simple sous la charge « q_u » uniformément répartie. Les appuis de rive sont considérés comme des appuis simples et les autres comme des appuis doubles.

a) Poids des planchers :

❖ Plancher étage courant à usage habitation :

Charge permanente : $G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

❖ Plancher étage courant à usage de service :

Charge permanente : $G = 5.24 \times 0.65 = 3.406 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

❖ Plancher terrasse inaccessible :

Charge permanente : $G = 5.11 \times 0.65 = 3.79 \text{ KN/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

b) Combinaison de charges :

❖ Plancher étage courant à usage habitation :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 0.975 = 6.06 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.406 + 0.975 = 4.381 \text{ KN/ml}$

❖ Plancher étage courant à usage de service :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 3.406 + 1.5 \times 1.625 = 7.035 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.406 + 1.625 = 5.031$

❖ Plancher terrasse inaccessible :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 3.79 + 1.5 \times 0.65 = 5.76 \text{ KN/ml}$
- ELS : $q_s = G + Q = 3.79 + 0.65 = 4.41 \text{ KN/ml}$

c) Calcul des sollicitations :

❖ Choix de la méthode :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de ces 3 méthodes :

- ♦ Méthode forfaitaire.
- ♦ Méthode des trois moments.
- ♦ Méthode de Caquot.

❖ Méthode forfaitaire :

Cette méthode est proposée par le **B.A.E.L 91 article B.6.210**, consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de la fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant M_0 dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée.

Cette méthode n'est applicable que si les quatre conditions suivantes sont satisfaites :

- ✓ Plancher à surcharge d'exploitation modérée où la surcharge est inférieure ou égale à 2 fois la charge permanente où à $5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \mathbf{Q \leq (5KN/m^2, 2G)}$.
- ✓ Le rapport entre deux travées successive : $\mathbf{0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25}$.
- ✓ Le moment d'inertie des sections transversales est constant sur toutes les travées.
- ✓ Cas de fissuration non préjudiciable.

❖ Principe d'application de la méthode forfaitaire

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation en valeur non pondérées, où : $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante.

M_t : Moment maximale dans la travée considérée.

M_w : La valeur absolue du moment sur l'appui de gauche de la travée.

M_e : La valeur absolue du moment sur l'appui de droite de la travée.

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- **Travée de rive**

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\}$$

- **Travée intermédiaire**

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\}$$

Les valeurs des moments sur appuis doivent être au moins égale à :

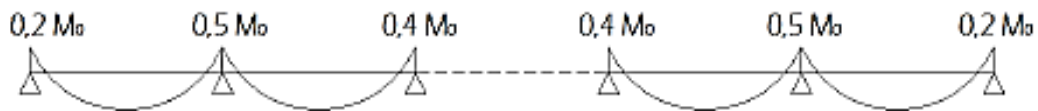
1^{er} cas : selon deux travées



2^{ème} cas : selon trois travées :



3^{ème} cas : plus de trois travées :



P

our le calcul des efforts tranchant, on utilise les relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{2} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{2} - \frac{q \cdot l}{2}$$

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1) La fissuration peu préjudiciable \Rightarrow **Condition vérifiée.**

2) Poutre à inertie transversales constantes \Rightarrow **Condition vérifiée.**

3) Les rapports des portées successives sont compris entre :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} \frac{3.3}{3.8} = 0.86 \\ \frac{3.8}{3.9} = 0.97 \\ \frac{3.9}{3.8} = 1.02 \\ \frac{3.8}{3.3} = 1.15 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- **Plancher Terrasse (dernier niveau)**

$$Q = 0.65 \text{ KN/m}^2, G = 3.79 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 0.65 \text{ KN/ml} \leq \max[2 \times 3.79 = 7.58 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2] = 7.58 \text{ KN/m}^2$$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

- **Plancher d'étage courant à usage habitation :**

$$Q = 0.975 \text{ KN/m}^2, G = 3.406 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 0.975 \text{ KN/ml} \leq \max[2 \times 3.406 = 6.812 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2] = 6.812 \text{ KN/m}^2$$

\Rightarrow **Condition vérifiée.**

- **Plancher étage courant à usage de service :**

$$Q = 1.625 \text{ KN/m}^2, G = 3.406 \text{ KN/m}^2$$

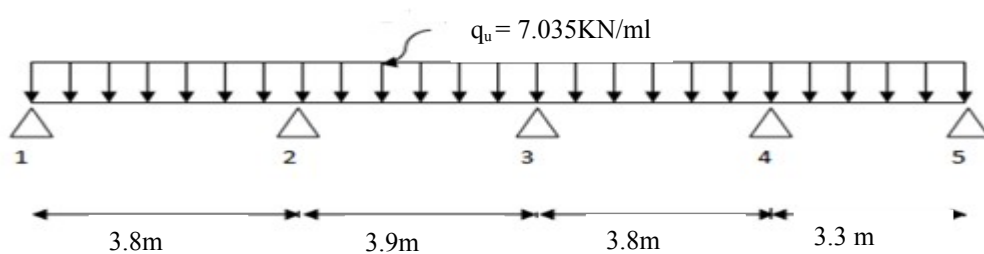
$$1.625 \text{ KN/ml} \leq \max[2 \times 3.406 = 6.812 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2] = 6.812 \text{ KN/m}^2$$

⇒ **Condition vérifié.**

Conclusion : finalement la méthode forfaitaire est applicable.

❖ Calcul des efforts interne à ELU :

1^{er} Cas : Plancher d'étage courant à usage de service



a) Calcul des moments sur appuis :

Le moment isostatique des travées indépendantes :

$$M_{01} = M_{03} = \frac{q_u \times l_1^2}{8}, L_1 = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_{01} = M_{03} = \frac{7.035 \times 3.8^2}{8} = 12.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l_2^2}{8}, L_2 = 3.9 \text{ m} \Rightarrow M_{02} = \frac{7.035 \times 3.9^2}{8} = 13.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l_3^2}{8}, L_3 = 3.3 \text{ m} \Rightarrow M_{04} = \frac{7.035 \times 3.3^2}{8} = 9.58 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.24+2.5} = 0.323$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.097$$

$$\text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.648$$

$$\text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.548$$

$$\text{Appuis 1 : } 0.2M_{01} = 0.2 \times 12.7 = 2.54 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 2 : } \max(0.5M_{01}, 0.5M_{02}) = 0.5 \times 13.37 = 6.685 \text{ KN.m}$$

Appuis 3 : $\max (0.4M_{02}, 0.4M_{03}) = 0.4 \times 13.37 = 5.348 \text{ KN.m}$

Appuis 4 : $\max (0.5M_{03}, 0.5M_{04}) = 0.5 \times 12.7 = 6.35 \text{ KN.m}$

Appuis 5 : $0.2M_{04} = 0.2 \times 9.58 = 1.916 \text{ KN.m}$

b) Moments sur travée :

Les valeurs de M_t , M_0 , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée}$$

intermédiaire

D'où :

Travée 1 : $M_{t1} = 9.32 \text{ KN.m}$

Travée 2 : $M_{t2} = 8.65 \text{ KN.m}$

Travée 3 : $M_{t3} = 8.08 \text{ KN.m}$

Travée 4 : $M_{t4} = 6.21 \text{ KN.m}$

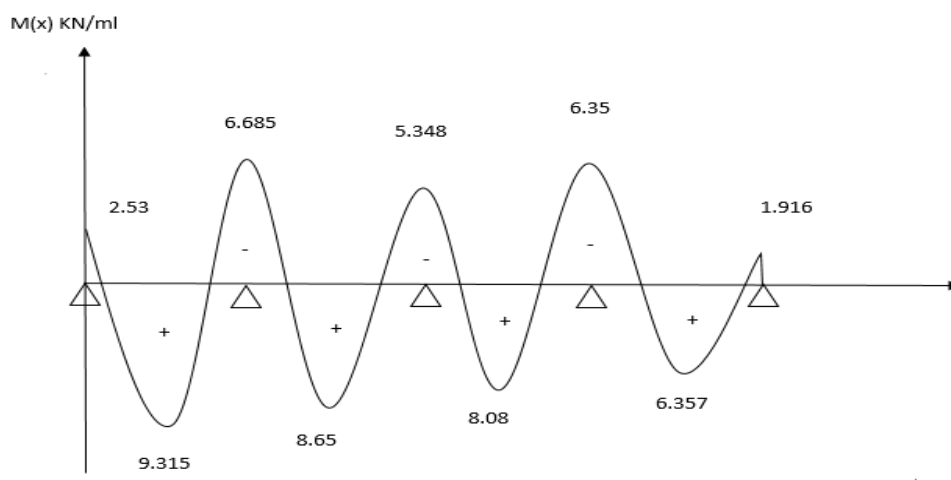


Fig.III.5.5. Diagramme des moments fléchissant pour le 1^{er} cas à ELU

c) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra le diagramme suivant :

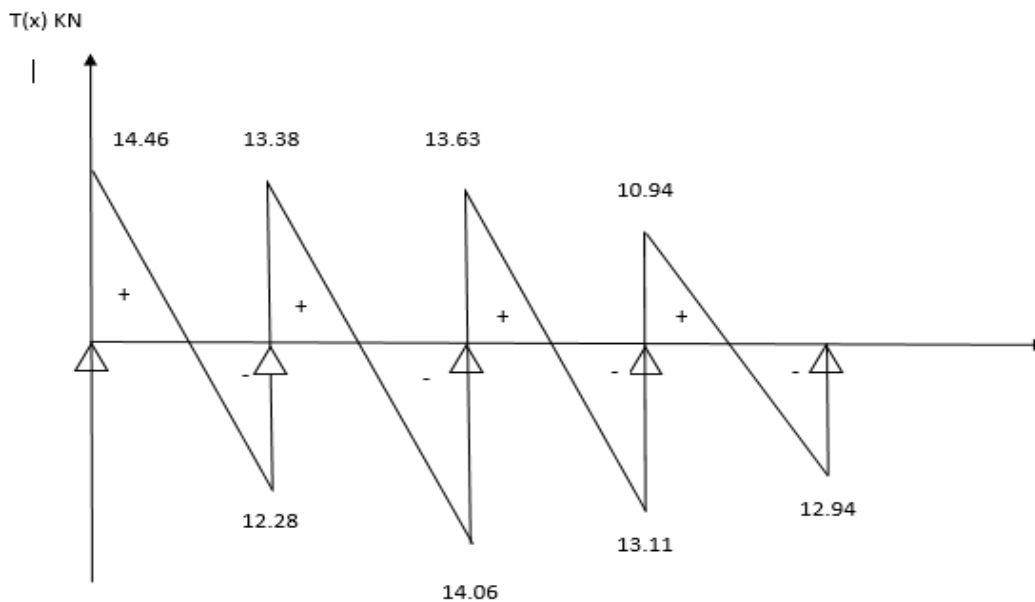
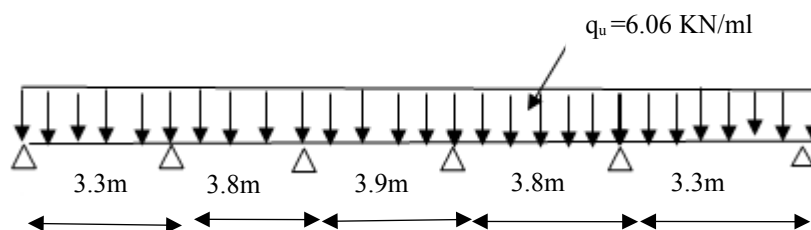


Fig.III.5.6. Diagrammes des efforts tranchant du 1^{er} cas à ELU

2^{ème} Cas : Plancher d'étage courant à usage d'habitation.



a) Calcul des moments sur appuis :

Le moment isostatique des travées indépendantes :

$$M_{01} = M_{05} = \frac{q_u \times l_1^2}{8}, L_1 = 3.3\text{m} \Rightarrow M_{01} = M_{05} = \frac{6.06 \times 3.3^2}{8} = 8.25\text{KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_u \times l_2^2}{8}, L_2 = 3.8\text{ m} \Rightarrow M_{02} = M_{04} = \frac{6.06 \times 3.8^2}{8} = 10.94\text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_u \times l_3^2}{8}, L_2 = 3.9\text{ m} \Rightarrow M_{03} = \frac{6.06 \times 3.9^2}{8} = 11.52\text{KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.24+1.5} = 0.223$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.067$$

$$\text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

$$\text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2}$$

$$\text{Appuis 2 : } \max(0.5M_{01}, 0.5M_{02}) = 0.5 \times 10.95 = 5.475\text{KN.m}$$

$$\text{Appuis 3 : } \max(0.4M_{02}, 0.4M_{03}) = 0.4 \times 11.52 = 4.608\text{KN.m}$$

$$\text{Appuis 4 : } \max(0.4M_{03}, 0.4M_{04}) = 0.4 \times 11.52 = 4.608\text{KN.m}$$

$$\text{Appuis 5 : } \max(0.5M_{04}, 0.5M_{05}) = 0.5 \times 10.95 = 5.475\text{KN.m}$$

$$\text{Appuis 6 : } 0.2M_{05} = 0.2 \times 8.25 = 1.65\text{KN.m}$$

b) Moments sur travée :

Les valeurs de M_t , M_0 , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée}$$

intermédiaire

D'où :

$$\text{Travée 1 : } M_{t1} = 5.44\text{KN.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{t2} = 6.64\text{KN.m}$$

Travée 3 : $M_{t3} = 7.682 \text{ KN.m}$

Travée 4 : $M_{t4} = 6.64 \text{ KN.m}$

Travée 5 : $M_{t5} = 5.24 \text{ KN.m}$

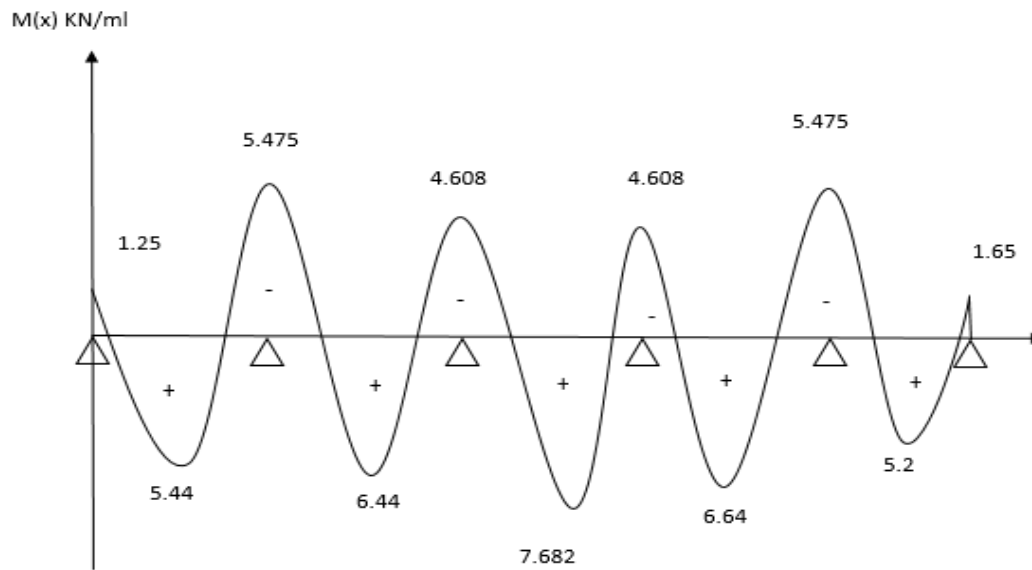


Fig.III.5.7. Diagrammes des moments fléchissant à ELU

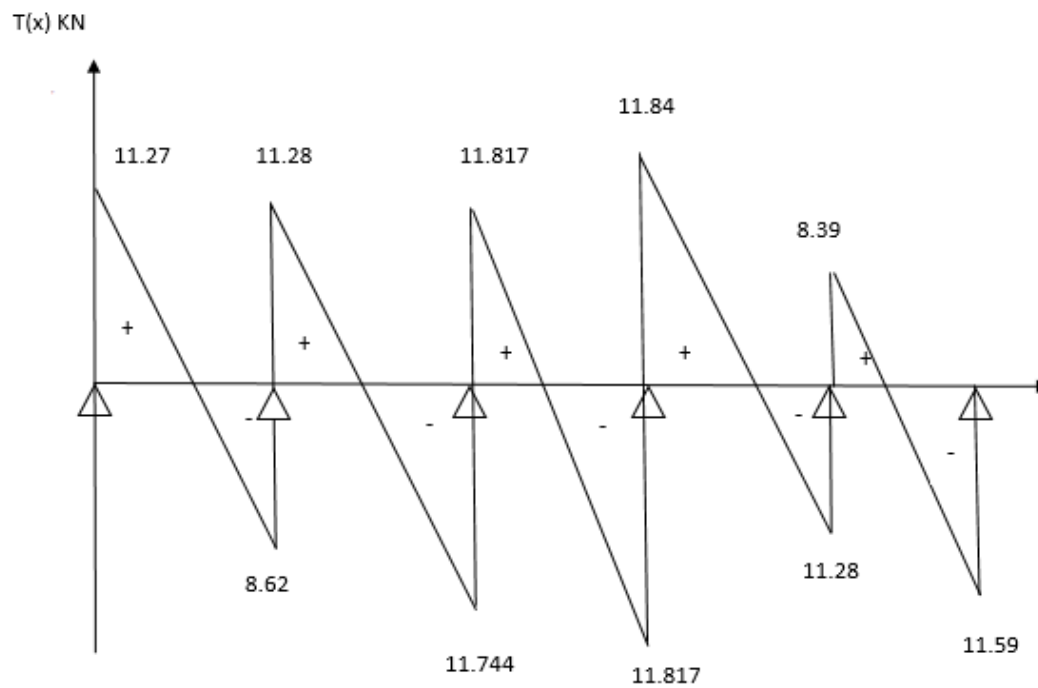
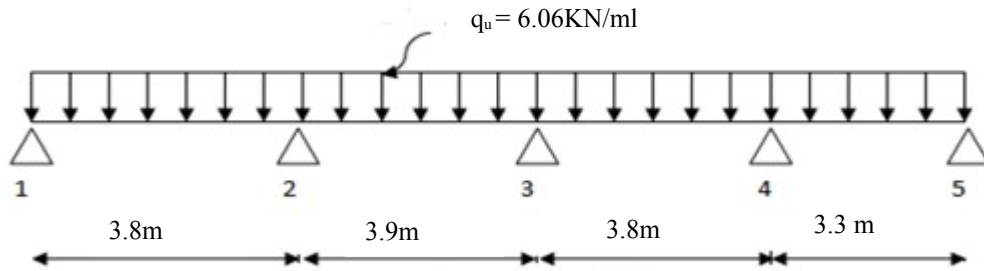


Fig.III.5.8. Diagrammes des efforts tranchant à ELU

3^{ème} Cas : Plancher d'étage courant à usage d'habitation (étage attique)**a) Calcul des moments sur appuis :**

Le moment isostatique des travées indépendantes :

$$M_{01} = M_{03} = \frac{q_u \times l_1^2}{8}, L_1 = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_{01} = M_{03} = \frac{6.06 \times 3.8^2}{8} = 10.94 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l_2^2}{8}, L_2 = 3.9 \text{ m} \Rightarrow M_{02} = \frac{6.06 \times 3.9^2}{8} = 11.52 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l_3^2}{8}, L_3 = 3.3 \text{ m} \Rightarrow M_{04} = \frac{6.06 \times 3.3^2}{8} = 8.25 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.24+1.5} = 0.223$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.067$$

$$\text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

$$\text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.534$$

$$\text{Appuis 1 : } 0.2M_{01} = 0.2 \times 10.94 = 2.19 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 2 : } \max(0.5M_{01}, 0.5M_{02}) = 0.5 \times 11.52 = 5.76 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 3 : } \max(0.4M_{02}, 0.4M_{03}) = 0.4 \times 11.52 = 4.608 \text{ kN.m}$$

$$\text{Appuis 4 : } \max(0.5M_{03}, 0.5M_{04}) = 0.5 \times 10.94 = 5.47 \text{ kN.m}$$

Appuis 5 : $0.2M_{04} = 0.2 \times 8.25 = 1.65 \text{ KN.m}$

b) Moments sur travée :

Les valeurs de M_t , M_0 , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha) M_0, 1.05 M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

D'où :

Travée 1 : $M_{t1} = 7.72 \text{ KN.m}$

Travée 2 : $M_{t2} = 7.106 \text{ KN.m}$

Travée 3 : $M_{t3} = 6.63 \text{ KN.m}$

Travée 4 : $M_{t4} = 5.24 \text{ KN.m}$

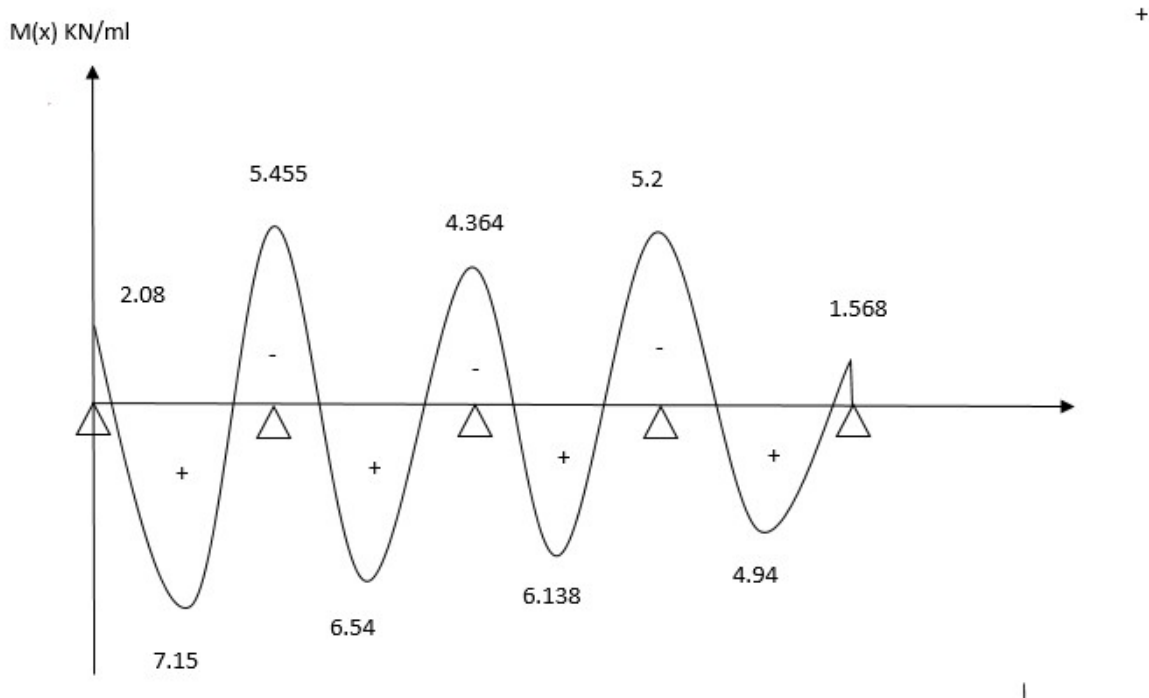


Fig.III.5.9. Diagrammes des moments fléchissant du 3^{ème} cas à ELU

c) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra le diagramme suivant :

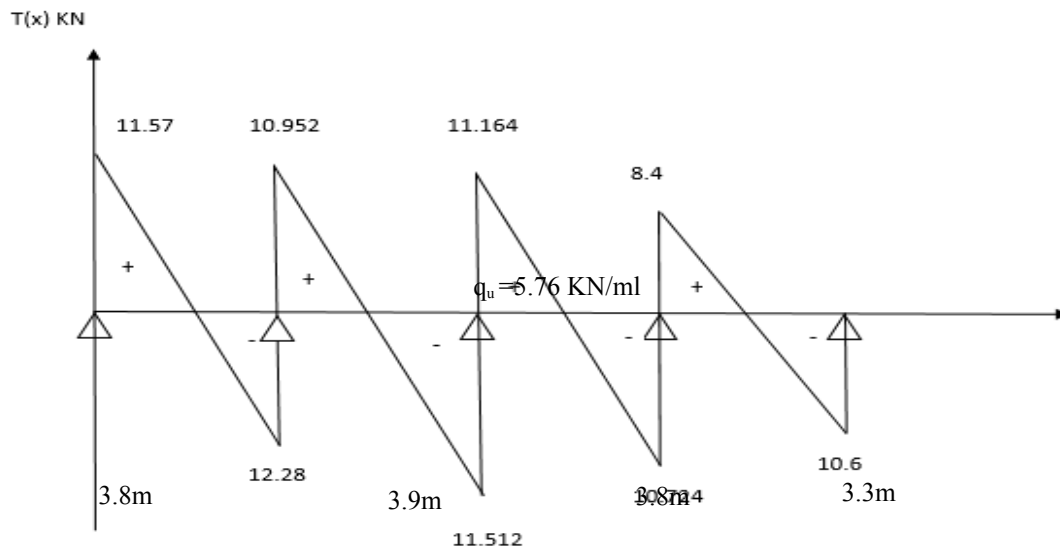


Fig.III.5.10. Diagrammes des moments fléchissant du 3^{ème} cas à ELU

a) Calcul des moments sur appuis :

Le moment isostatique des travées indépendantes :

$$M_{01} = M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8}, L_1 = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_{01} = M_{03} = \frac{5.76 \times 3.8^2}{8} = 10.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8}, L_2 = 3.9 \text{ m} \Rightarrow M_{02} = \frac{5.76 \times 3.9^2}{8} = 10.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_u \times l^2}{8}, L_3 = 3.3 \text{ m} \Rightarrow M_{04} = \frac{5.76 \times 3.3^2}{8} = 7.84 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{5.83+1} = 0.146$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.044$$

$$\text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.63$$

$$\text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.522$$

$$\text{Appuis 1 : } 0.2M_{01} = 0.2 \times 10.4 = 2.08 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis 2 : } \max(0.5M_{01}, 0.5M_{02}) = 0.5 \times 10.91 = 5.455 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis 3 : } \max(0.4M_{02}, 0.4M_{03}) = 0.4 \times 10.91 = 4.364 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis 4 : } \max(0.5M_{03}, 0.5M_{04}) = 0.5 \times 10.4 = 5.2 \text{KN.m}$$

$$\text{Appuis 5 : } 0.2M_{04} = 0.2 \times 7.84 = 1.568 \text{KN.m}$$

b) Moments sur travée :

Les valeurs de M_t , M_0 , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha)M_0, 1.05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée de rive.}$$

$$M_t \geq \left\{ \max \left[(1+0.3\alpha)M_0, 1.05M_0 \right] - \left(\frac{M_w + M_e}{2} \right), \left(\frac{1+0.3\alpha}{2} \right) M_0 \right\} \Rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

D'où :

$$\text{Travée 1 : } M_{t1} = 7.15 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{t2} = 6.54 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 3 : } M_{t3} = 6.14 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée 4 : } M_{t4} = 4.94 \text{KN.m}$$

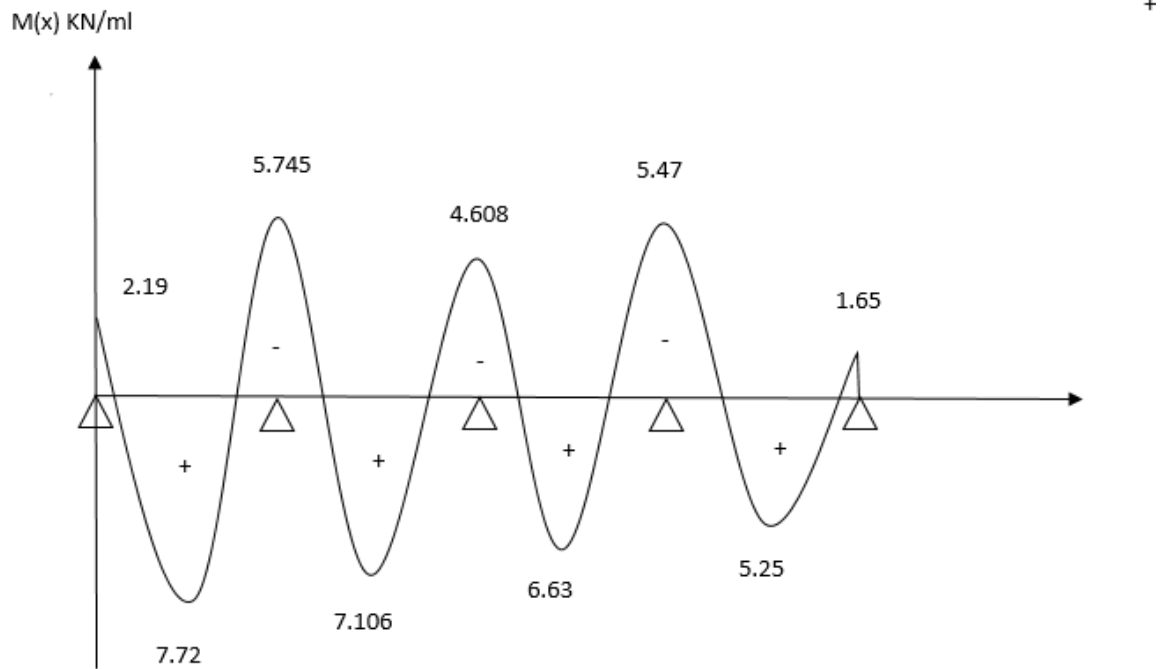


Fig.III.5.11. Diagrammes des moments fléchissant du 4^{ème} cas à ELU

c) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra le diagramme suivant :

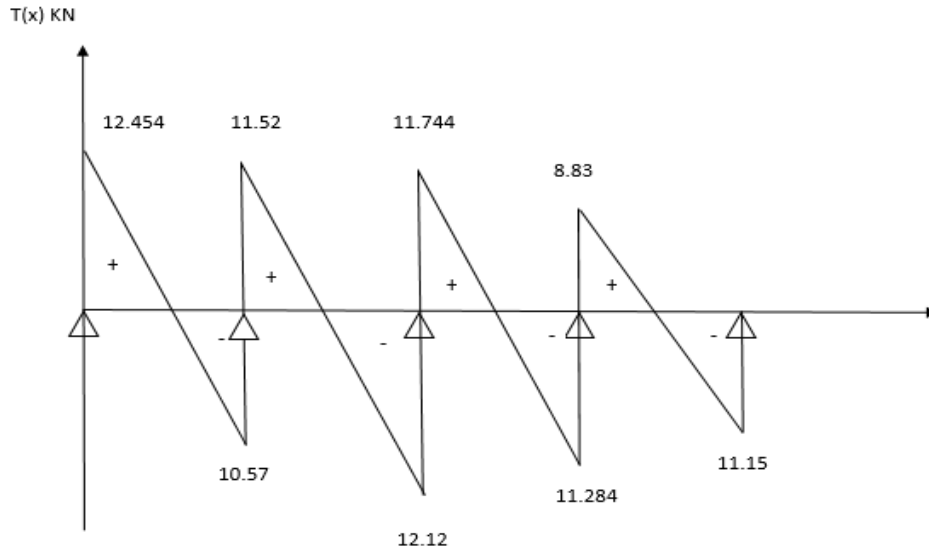


Fig.III.5.12. Diagrammes des efforts tranchant du 4^{ème} cas à ELU

❖ **Ferraillage de la poutrelle à ELU :**

Le ferraillage se fera à ELU avec les moments Max en travée et sur les appuis.

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 9.135 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6.69 \text{ KN.m}$$

a) Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T avec les caractéristiques géométriques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; b_1 = 26.5 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; \text{ Soit: } d = 18 \text{ cm}$$

• **En travée :**

Le moment maximal en travée est : $M_{\max}^t = 9.135 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Si } Mu_{\max}^t > M_{\text{tab}} ; \text{ l'axe neutre tombe dans la nervure.} \\ \text{Si } Mu_{\max}^t < M_{\text{tab}} ; \text{ l'axe neutre tombe dans la table de compression.} \end{array} \right.$$

$$M_{tab} = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,02) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_{tab} = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$Mu_{\max}^t < M \Rightarrow \text{L'axe neutre est dans la table de compression}$$

Le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu = \frac{M_{\max}^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.135}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0.030 < 0,392 \rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_t = \frac{M_{\max}^t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{9.135}{0,985 \times 180 \times 348} \cdot 10^4 = 1.48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{st} = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

• **Aux appuis :**

Le moment maximal aux appuis : $M_{\max}^a = 6.69$

Puisque le béton tendu est négligé, on fait le calcul pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{6.69}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,2 \cdot 10^3} = 0.122 < 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0.122 \rightarrow \beta = 0.935$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{6.69}{0.935 \times 0.180 \times 348} \times 10^4 = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 1.14 \text{ cm}^2, \text{ on adopte : } 2 \text{ HA } 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales : [Art A 7.2.2/BAEL99]

D'après l'article du BAEL, le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donné par :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi L_{\max} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10 \right\} = 5.71 \text{ mm} = 0.571 \text{ cm}$$

ϕL_{\max} : Diamètre maximal des armatures longitudinales

On prend $\Phi_t=0.8\text{cm}$

On choisit un cadre 2Ø8, avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1\text{cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales : (BAEL91 Art A.5.1,22)**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2\text{cm}, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \rightarrow \text{On prend : } S_t = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

Conclusion :

- ✓ **En travée :** $3\text{HA}12 = 3.39\text{ cm}^2$
- ✓ **Aux appuis :** $2\text{HA}12 = 2.26\text{ cm}^2$
- ✓ **Les armatures transversales :** $2\text{HA}8 = 1.00\text{ cm}^2$

3) Vérification à ELU :

a) Condition de non fragilité : [BAEL91 Art A.4.2,1]

➤ En travée :

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

$$A_t = 3.39\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Sur appuis :

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d f_{t28}/f_e = 0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1/400 = 0.26\text{ cm}^2$$

$$A_a = 2.26\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26\text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant : [Art A.5.1,211/BAEL91]

$$V_u^{\max} = 14.46\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right) = \min [3.33\text{MPa}, 5\text{MPa}] = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{14.46 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.67\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

c) **Vérification de la contrainte d'adhérence : [Art. A.6.13/BAEL91]**

On doit vérifier :

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n\pi\Phi = 3.14 \times 3 \times 12 = 113.04 \text{ mm} \quad \text{!}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.46 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 113.04} = 0.79 \text{ MPa} \quad \text{!} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a aucun risque d'entraînement des barres.

d) **L'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis sur le béton : [Art A.5. 1. 313/BAEL91]**

On doit vérifier que :

$$V_u^{\max} \quad \text{! ! !}$$

- **Appuis de rive :** $V_u^{\max} = 14.46 \text{ KN} < 129.6 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$
- **Appuis intermédiaires :**

Si la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'ELU est $M_u < 0.9 \times V_u \times d$, on doit prolonger les armatures en travées au-delà des appuis et y ancrer une section des armatures suffisantes pour équilibrer un effort égale à : $V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d}$

$$M_u < 0.9 \times V_u \times d$$

$$\text{On a : } 0.9 \times V_u \times d = 0.9 \times 14.46 \times 0.18 = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } M_{\max} = 9.135 < 2.34 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

e) **Ancrage des barres aux appuis : [BAEL91/ Art. A.6.1,23]**

La longueur du scellement est donnée par la formule suivante :

$$l_s = \frac{\phi \cdot F_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement. ; $\psi_s = 1.5$ pour les barres à haute adhérence.

$$\text{Alors : } \tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

D'où : $l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,32 \text{ cm}$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

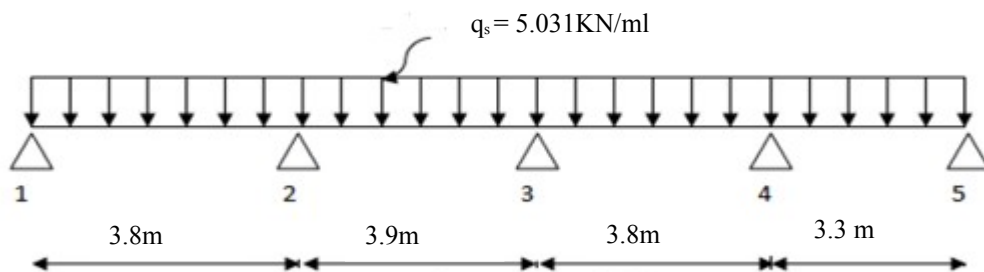
La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrées, alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre termine par un crochet dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochet est

$L_c = 0.4l_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \Rightarrow L_c = 18 \text{ cm}$

❖ **Calcul des efforts internes de la poutrelle à ELS :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des armatures à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient $\beta = \frac{q_u}{q_s}$

1^{er} Cas : Plancher d'étage courant à usage de service



d) Calcul des moments sur appuis :

Le moment isostatique des travées indépendantes :

$M_{01} = M_{03} = \frac{q_s \times l_1^2}{8}, L_1 = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_{01} = M_{03} = \frac{5.031 \times 3.8^2}{8} = 9.08 \text{ kN.m}$

$M_{02} = \frac{q_s \times l_2^2}{8}, L_2 = 3.9 \text{ m} \Rightarrow M_{02} = \frac{5.031 \times 3.9^2}{8} = 9.57 \text{ kN.m}$

$M_{04} = \frac{q_s \times l_3^2}{8}, L_3 = 3.3 \text{ m} \Rightarrow M_{04} = \frac{5.031 \times 3.3^2}{8} = 6.85 \text{ kN.m}$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.24+2.5} = 0.323$

$(1 + 0.3\alpha) = 1.097$

Cas d'une travée de rive : $\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.648$

Cas d'une travée intermédiaire : $\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.548$

Appuis 1 : $0.2M_{01} = 0.2 \times 9.08 = 1.82 \text{ KN.m}$

Appuis 2 : $\max(0.5M_{01}, 0.5M_{02}) = 0.5 \times 9.57 = 4.79 \text{ KN.m}$

Appuis 3 : $\max(0.4M_{02}, 0.4M_{03}) = 0.4 \times 9.57 = 3.83 \text{ KN.m}$

Appuis 4 : $\max(0.5M_{03}, 0.5M_{04}) = 0.5 \times 9.08 = 4.54 \text{ KN.m}$

Appuis 5 : $0.2M_{04} = 0.2 \times 6.85 = 1.37 \text{ KN.m}$

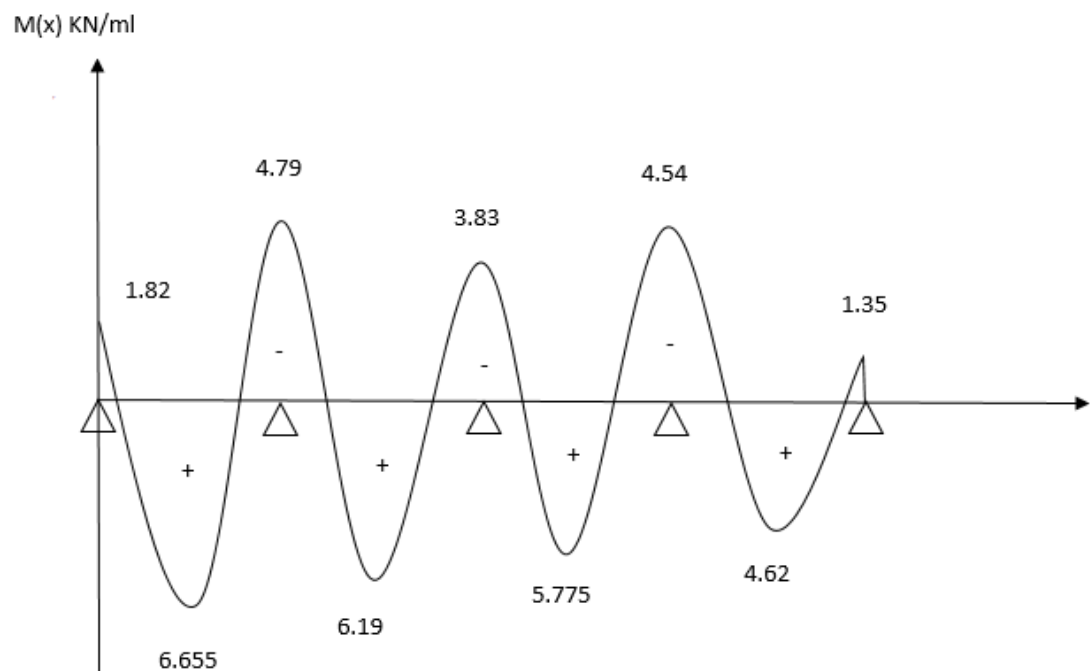
e) Moments sur travée :

Travée 1 : $M_{t1} = 6.655 \text{ KN.m}$

Travée 2 : $M_{t2} = 6.19 \text{ KN.m}$

Travée 3 : $M_{t3} = 5.775 \text{ KN.m}$

Travée 4 : $M_{t4} = 4.62 \text{ KN.m}$



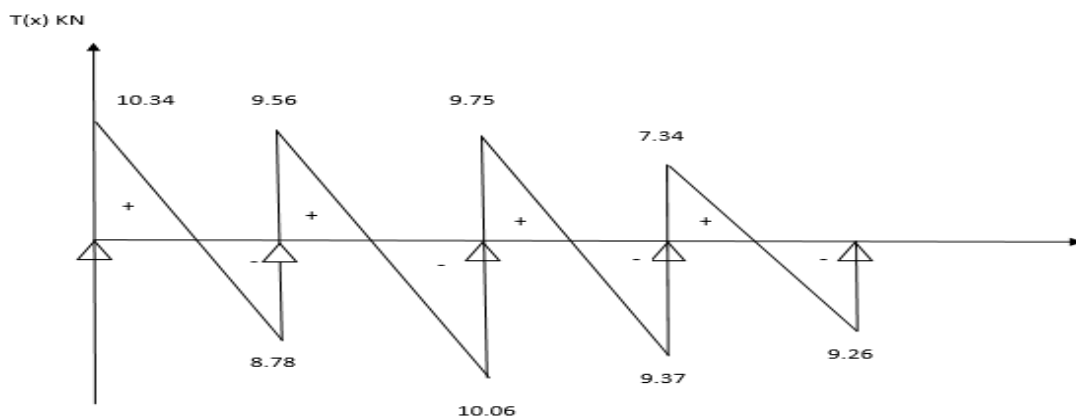
f) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

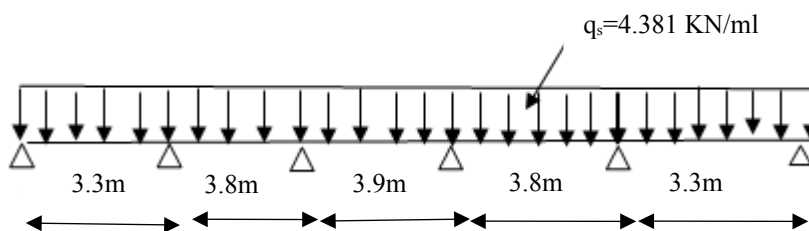
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra le diagramme suivant :



2^{ème} Cas : Plancher d'étage courant à usage d'habitation.

**d) Calcul des moments sur appuis :**

Le moment isostatique des travées indépendantes :

$$M_{01} = M_{05} = \frac{q_s \times l^2}{8}, L_1 = 3.3m \Rightarrow M_{01} = M_{05} = \frac{4.381 \times 3.3^2}{8} = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{04} = \frac{q_s \times l^2}{8}, L_2 = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_{02} = M_{04} = \frac{4.381 \times 3.8^2}{8} = 7.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{q_s \times l^2}{8}, L_2 = 3.9 \text{ m} \Rightarrow M_{03} = \frac{4.381 \times 3.9^2}{8} = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.24+1.5} = 0.223$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.067$$

$$\text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

$$\text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.534$$

$$\text{Appuis 1 : } 0.2M_{01} = 0.2 \times 5.96 = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 2 : } \max(0.5M_{01}, 0.5M_{02}) = 0.5 \times 7.9 = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 3 : } \max(0.4M_{02}, 0.4M_{03}) = 0.4 \times 8.33 = 3.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 4 : } \max(0.4M_{03}, 0.4M_{04}) = 0.4 \times 8.33 = 3.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 5 : } \max(0.5M_{04}, 0.5M_{05}) = 0.5 \times 7.9 = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 6 : } 0.2M_{05} = 0.2 \times 5.96 = 1.19 \text{ KN.m}$$

e) Moments sur travée :

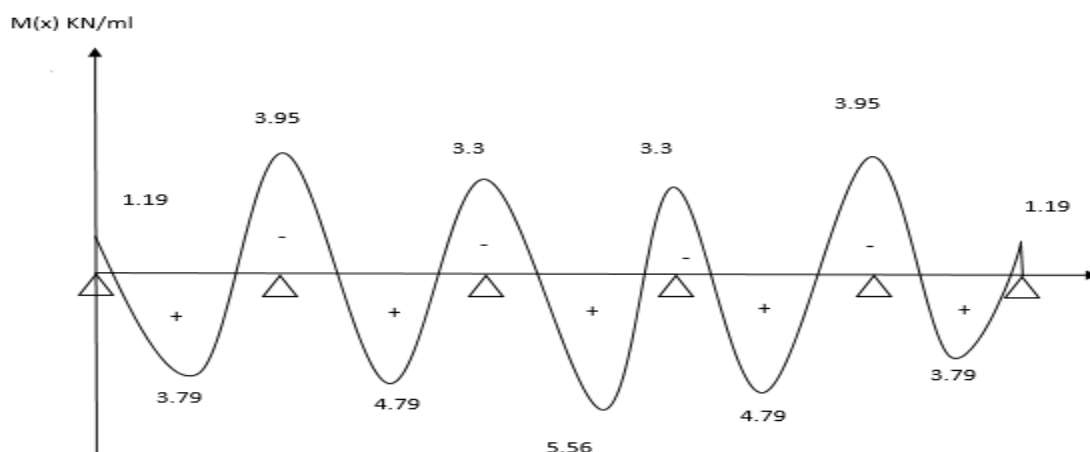
$$\text{Travée 1 : } M_{t1} = 3.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{t2} = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 3 : } M_{t3} = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 4 : } M_{t4} = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 5 : } M_{t5} = 3.79 \text{ KN.m}$$



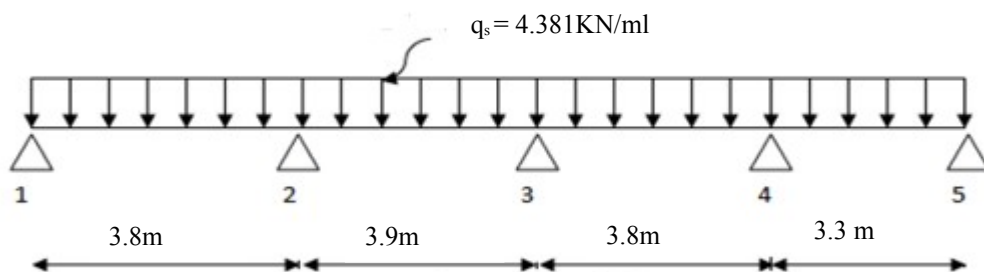
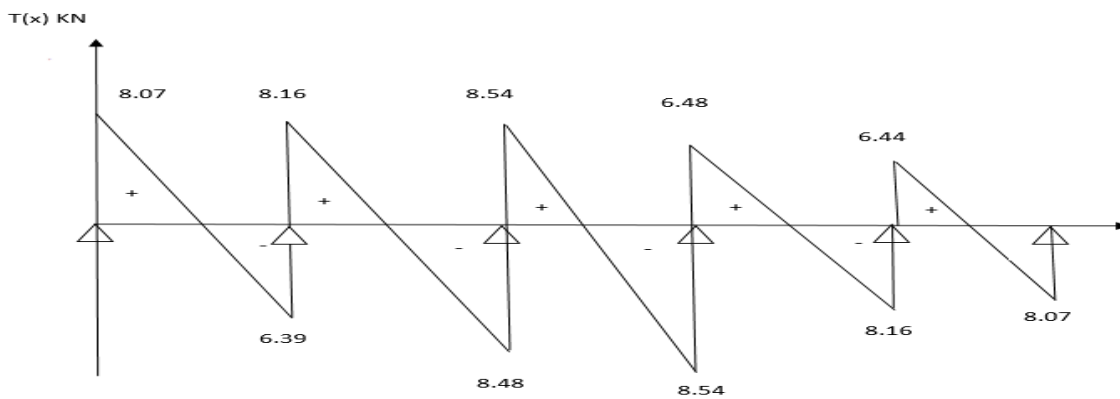
f) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra le diagramme suivant :



d) Calcul des moments sur appuis :

Le moment isostatique des travées indépendantes :

$$M_{01} = M_{03} = \frac{q_s \times l^2}{8}, \quad L_1 = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_{01} = M_{03} = \frac{4.381 \times 3.8^2}{8} = 7.9 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s \times l_2^2}{8}, L_2 = 3.9 \text{ m} \Rightarrow M_{02} = \frac{4.381 \times 3.9^2}{8} = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s \times l_3^2}{8}, L_3 = 3.3 \text{ m} \Rightarrow M_{04} = \frac{4.381 \times 3.3^2}{8} = 5.96 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.24+1.5} = 0.223$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.067$$

$$\text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.633$$

$$\text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.534$$

$$\text{Appuis 1 : } 0.2M_{01} = 0.2 \times 7.9 = 1.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 2 : } \max(0.5M_{01}, 0.5M_{02}) = 0.5 \times 8.33 = 4.165 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 3 : } \max(0.4M_{02}, 0.4M_{03}) = 0.4 \times 8.33 = 3.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 4 : } \max(0.5M_{03}, 0.5M_{04}) = 0.5 \times 7.9 = 3.95 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 5 : } 0.2M_{04} = 0.2 \times 5.96 = 1.19 \text{ KN.m}$$

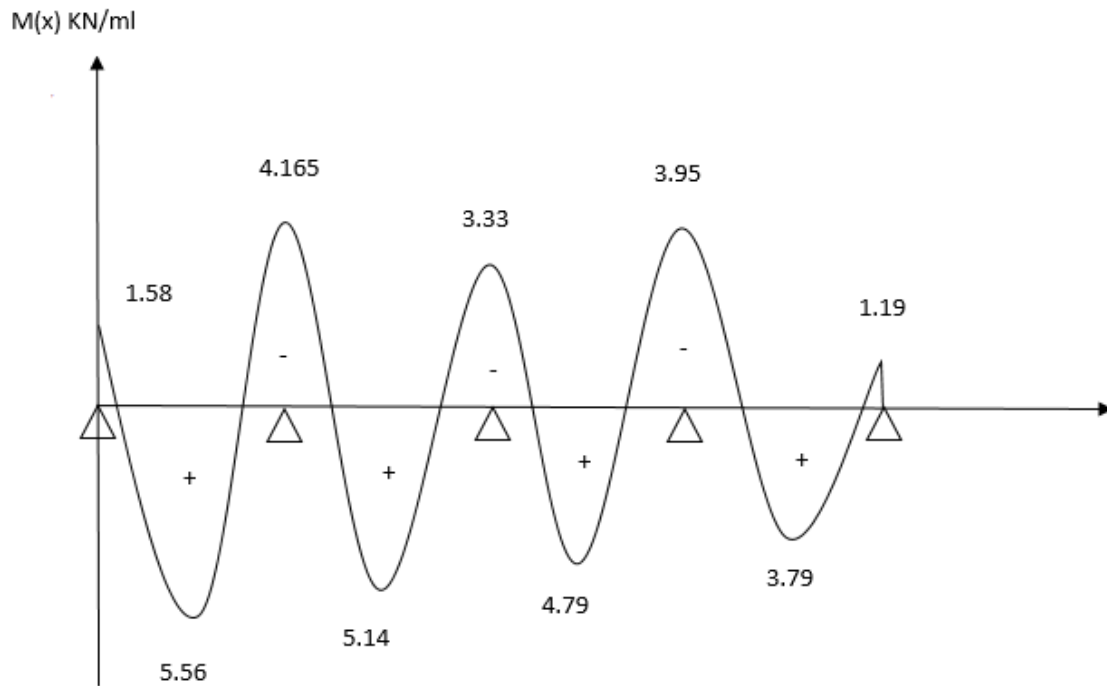
e) Moments sur travée :

$$\text{Travée 1 : } M_{t1} = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{t2} = 5.14 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 3 : } M_{t3} = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 4 : } M_{t4} = 3.79 \text{ KN.m}$$



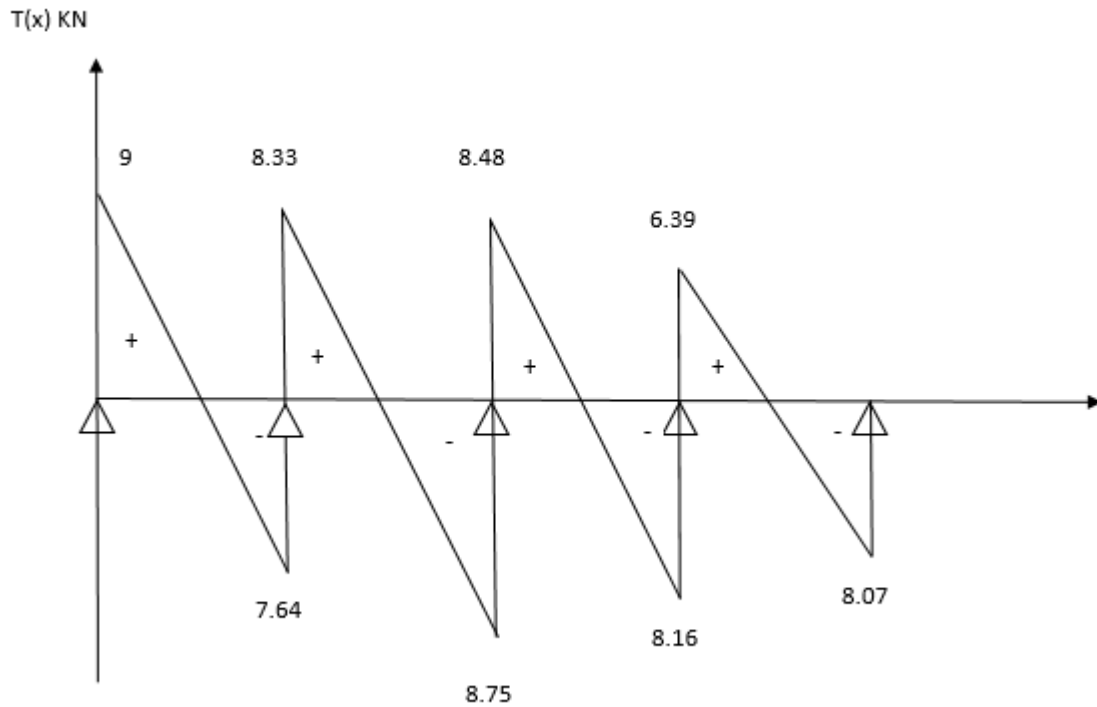
f) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

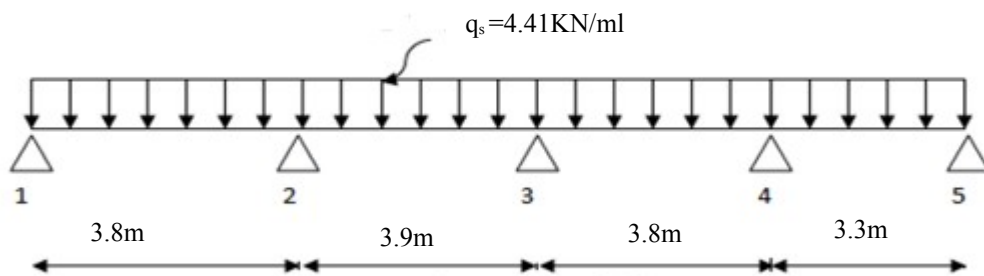
$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra le diagramme suivant :



4^{ème} Cas : Plancher terrasse inaccessible



d) Calcul des moments sur appuis :

Le moment isostatique des travées indépendantes :

$$M_{01} = M_{03} = \frac{q_s \times l_1^2}{8}, L_1 = 3.8 \text{ m} \Rightarrow M_{01} = M_{03} = \frac{4.41 \times 3.8^2}{8} = 7.96 \text{ kN.m}$$

$$M_{02} = \frac{q_s \times l_2^2}{8}, L_2 = 3.9 \text{ m} \Rightarrow M_{02} = \frac{4.41 \times 3.9^2}{8} = 8.38 \text{ kN.m}$$

$$M_{04} = \frac{q_s \times l_3^2}{8}, L_3 = 3.3 \text{ m} \Rightarrow M_{04} = \frac{4.41 \times 3.3^2}{8} = 6 \text{ kN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{5.83+1} = 0.146$$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1.044$$

$$\text{Cas d'une travée de rive : } \frac{1.2+0.3\alpha}{2} = 0.63$$

$$\text{Cas d'une travée intermédiaire : } \frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.522$$

$$\text{Appuis 1 : } 0.2M_{01} = 0.2 \times 7.96 = 1.59 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 2 : } \max(0.5M_{01}, 0.5M_{02}) = 0.5 \times 8.38 = 4.19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 3 : } \max(0.4M_{02}, 0.4M_{03}) = 0.4 \times 8.38 = 3.35 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 4 : } \max(0.5M_{03}, 0.5M_{04}) = 0.5 \times 7.96 = 3.98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Appuis 5 : } 0.2M_{04} = 0.2 \times 6 = 1.2 \text{ KN.m}$$

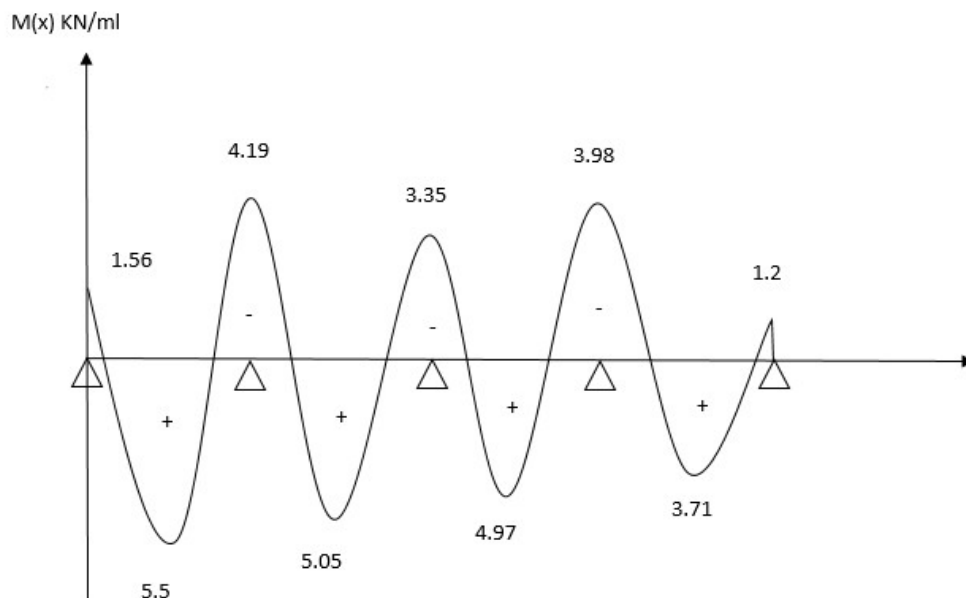
e) Moments sur travée :

$$\text{Travée 1 : } M_{t1} = 5.5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 2 : } M_{t2} = 5.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 3 : } M_{t3} = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée 4 : } M_{t4} = 3.71 \text{ KN.m}$$



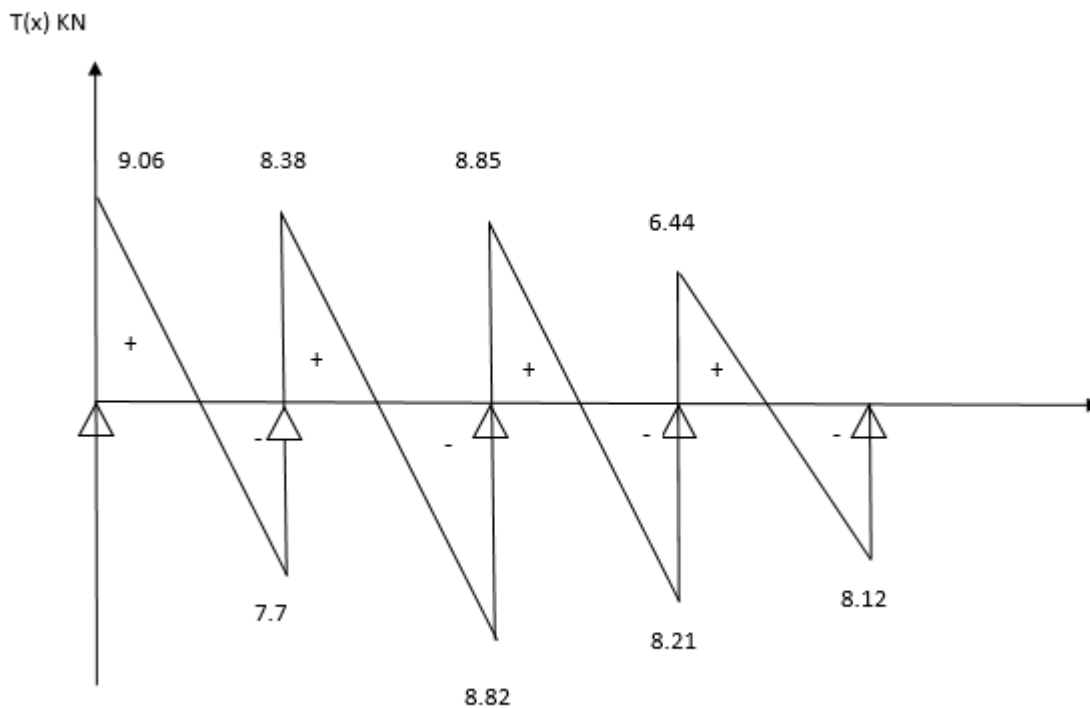
f) Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont obtenus à l'aide des relations suivantes :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

D'où : On remplaçant les valeurs appropriées dans ces formules, on obtiendra le diagramme suivant :



❖ Vérification à ELS :

1) Vérification des contraintes :

a) Contraintes dans le béton :

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc} \text{ Avec : } \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \sigma'_{st} \text{ avec : } \sigma_{st} = K_1 \cdot \sigma_{bc} \text{ et : } \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_s}$$

➤ **En travée :**

$$M_{st}^{\max} = 6.655 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3.39}{12 \times 18} = 1.56$$

$$\rho_1 = 1.56 \Rightarrow \beta_1 = 0.837 \Rightarrow K = 15.67$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{6.655 \times 10^6}{0.837 \times 180 \times 339} = 130.30 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{130.30}{15.67} = 8.32 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

➤ **Aux appuis :**

$$M_{sa}^{\max} = 4.79 \text{ KN.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 18} = 1.04$$

$$\rho_1 = 1.04 \Rightarrow \beta_1 = 0.8585 \Rightarrow K = 20.335$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{4.79 \times 10^6}{0.8585 \times 180 \times 226} = 137.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{137.16}{20.335} = 6.76 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

b) Contrainte de compression dans l'acier :

On doit vérifier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \sigma_{st} < \sigma'_{st}$

➤ **En travée :**

$$\sigma_s = 130.30 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

$$130.30 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\sigma_s = 137.16 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa.}$$

$$137.16 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La vérification étant satisfaite donc les armatures à ELU sont satisfaisantes.

2) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

3) Etat limite de déformation : [BAEL91.AB.4.24]

a. Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B.6.8,424)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$ h : hauteur de la section est égale à 20cm.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_{st}}{15 M_0}$ L : portée libre est égale à 390cm
- $\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e}$ A : section des armatures tendues.

M_{st} : moment fléchissant max en travée.

$$\text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{20}{3.9} = 0.051 \quad \text{et} \quad \frac{1}{22.5} = 0.044 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{b) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_{st}}{M_0} \Rightarrow \frac{20}{3.9} = 0.051 \quad \text{et} \quad \frac{6.655}{15 \times 8.33} = 0.053 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$c) \frac{A_{sa}}{b_0 d} \geq \frac{4.2}{f_{e}} \Rightarrow \frac{2.26}{18 \times 12} = 0.01 \quad \text{et} \quad \frac{3.6}{400} = 0.009 \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

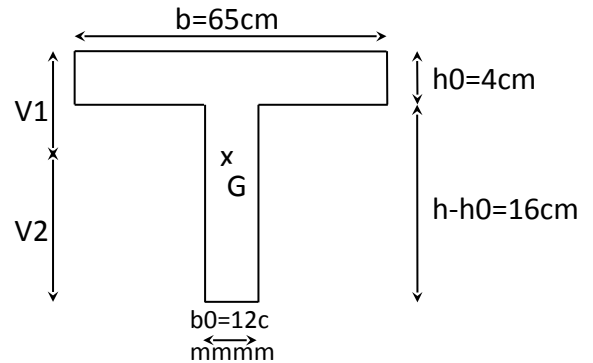
Conclusion :

Nous avons 2 conditions non vérifiées, alors on doit calculer la flèche.

✓ Calcul de la flèche

On doit vérifier que :

$$f_v = \frac{M_t^s l^2}{10 E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500}$$



Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10819 \text{ MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 32456.58 \text{ MPa}$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} : \text{est donnée par la formule suivante : } I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda_v)} \square$$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 \cdot h + (b - b_0) h_0 + 15 A_t$$

$$B_0 = 12 \cdot 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \cdot 3.39 = 502.085 \text{ cm}^2$$

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h^2}{2} + 15 A_t \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 3.39 \times 18 = 3739.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{3739.3}{502.85} = 7.44 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.44 = 12.56 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 \times A_s \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} \times (7.44^3 + 12.56^3) + (65 - 12) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 12) \times 4 \times \left(7.44 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.39 \times (12.56 - 2)^2$$

$$I_0 = 10259.48 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.0157$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.0157 \times \left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)} = 1.05$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0157 \times 348 + 2.1} = 0.825$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + 0.4 \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 10259.48}{1 + 0.4 \times 1.05 \times 0.825} = 8381.30 \text{ m}^4$$

$$f_v = \frac{5}{384} \frac{4.381 \times 3.9^2}{10819 \times 10^3 \times 8381.30 \times 10^{-8}} = 0.0010 < \frac{L}{500} = \frac{390}{500} = 0.78 \text{ cm}$$

$0.0010 \text{ m} < 0.78 \text{ m} \Rightarrow$ **Condition vérifiée**

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion, et les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : **3HA12 = 3.39 cm²**
- Sur appuis : **2HA12 = 2.26 cm²**

❖ Armatures transversales :

- Etrier : **2HA8=1.01 cm²**

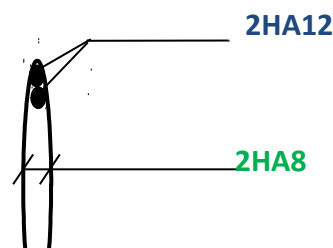


Fig III.5.20 : ferrailage de la poutrelle.
) Ferrailage de la poutrelle

III.5. La salle machine

III.5.1. Introduction

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale. Dans une cage d'ascenseur, on doit bien sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant le déplacement de la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles) .

L'ascenseur est composé de 3 partie essentielles :

- Treuil de levage et sa polie
- La cabine
- Le contre poids

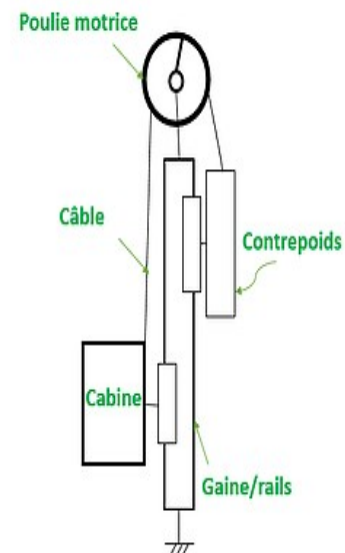
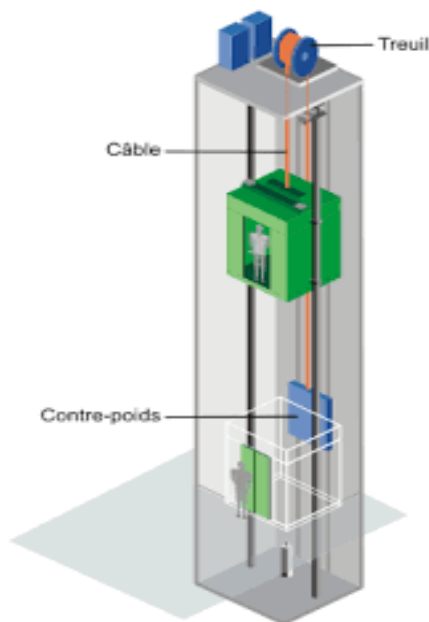


Fig.III.5.1. Schéma de l'ascenseur.

Vu le nombre important de niveaux que comporte notre structure (10 niveaux), un ascenseur a été prévu.

III.5.2. Calcul de la dalle salle machine

Notre bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur en béton armé, dont la surface de la cabine est de $(1.40 \times 1.45) \text{ m}^2$. En plus de son poids propre, la dalle est soumise à un chargement localisé au centre du panneau estimé à 80 tonnes (80KN), répartie sur une surface de $(0.8 \times 0.8) \text{ m}^2$ transmise par le système de l'ascenseur.

L'étude du panneau de dalle se fera à l'aide des tables de **PIGEAUX**, qui donne des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par les charges localisées, suivant la petite et la grande portée.

a) Epaisseur de la dalle pleine :

On a : $L_x = 1.4\text{m}$; $L_y = 1.45\text{m}$

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule suivante : $h_t = \frac{L_x}{30} = \frac{140}{30} = 4.67\text{cm}$

Remarque : RPA2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur : **$h_t = 15 \text{ cm}$**

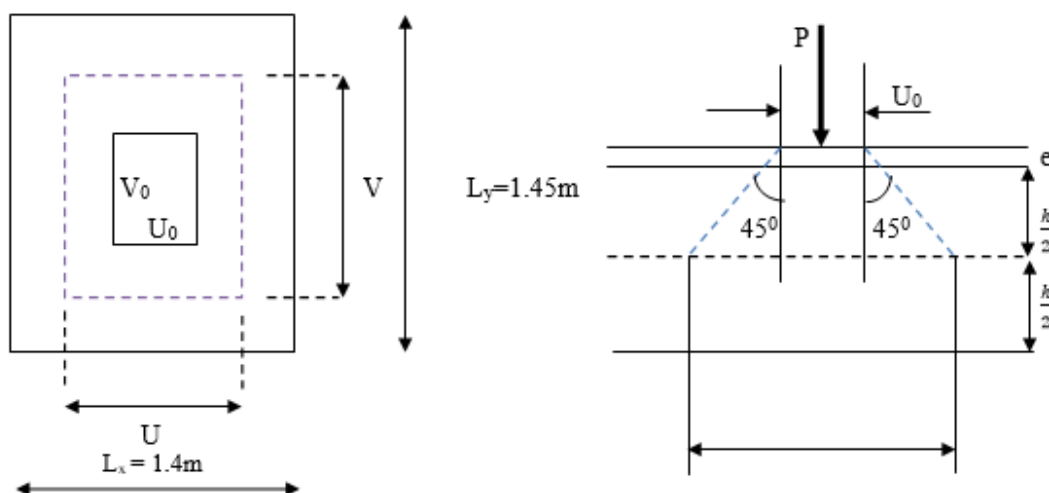


Fig.III.5.2. Schéma statique de la dalle salle machine.

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle. Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$\text{On a : } \begin{cases} U = U_0 + 2\xi e + h_t \\ V = V_0 + 2\xi e + h_t \end{cases} \quad \begin{array}{l} \mathbf{A} \quad h_t : 15 \text{ cm} \\ e : \text{revêtement de la dalle (} e=5\text{cm)} \end{array}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} U = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \\ V = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{array}{l} U_0, V_0 : \text{cote du rectangle sur lequel agit la} \\ \text{charge P avec (} U_0, V_0 = 80 \text{ cm)} \\ \xi = 1 : \text{car le revêtement est en béton} \end{array}$$

✓ **Calcul de ρ :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.4}{1.45} = 0.965 \Rightarrow 0.4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

b) Calcul des moments au centre du panneau :

Les moments au milieu du panneau pour une bande d'1m de largeur dans le sens de la petite portée et la grande portée sont respectivement :

$$\begin{cases} M_x = P(M_1 + \nu M_2) \\ M_y = P(\nu M_1 + M_2) \end{cases}$$

Avec :

M_x, M_y : moment au milieu du panneau dans le sens x-x et y-y, due à la charge p

M_1, M_2 : coefficients déterminés à partir des rapports $\frac{U}{L_x}$; $\frac{V}{L_y}$ dans les tables de **PIGEAUD**.

ν : coefficient de poisson ; $\begin{cases} \text{ELU, } \nu = 0 \\ \text{ELS : } \nu = 0,2 \end{cases}$

III.5.3. Calcul à ELU :

1) Combinaison de charges :

On a :

$$P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q \quad / \quad \text{avec } G = (25 \times 0.15 + 20 \times 0.2) \text{ ml} = 4.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.15 + 1.5 \times 1 = 7.102 \text{ KN/ml}$$

2) Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :

$$M_1^x = P (M_1 + vM_2) \quad \text{et} \quad M_1^y = P (vM_1 + M_2)$$

$$v = 0 \text{ à ELU} \Rightarrow \begin{cases} M_1^x = P_u M_1 \\ M_1^y = P_u M_2 \end{cases}$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.40} = 0.75 \quad ; \quad \frac{V}{L_y} = \frac{1.05}{1.45} = 0.72$$

Après interpolation : $M_1 = 0.06128$; $M_2 = 0.05813$

$$M_1^x = P_u M_1 = (108 \times 0.06128) \text{ ml} = 6.618 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = P_u M_2 = (108 \times 0.05813) \text{ ml} = 6.278 \text{ KN.m}$$

3) Les moments dues au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y :

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} M_2^x = \eta_x q_u L_x^2 \\ M_2^y = \eta_y M_2^x \end{cases}$$

$$\rho = 0.965 \Rightarrow \text{Avec interpolation : } \eta_x = 0.0397 \quad ; \quad \eta_y = 0.9225$$

$$\text{Avec : } q_u = 7.102 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0397 \times 7.102 \times 1.4^2 = 0.552 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0.9225 \times 0.552 = 0.509 \text{ KN.m}$$

4) Les moments globaux : [superposition des moments]

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 6.618 + 0.552 = 7.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 6.278 + 0.509 = 6.787 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis, on considère le panneau comme appuyé sur 4 cotés dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- Moments en travées : $0.85 M_x$, $0.85 M_y$
- Moments aux appuis : $0.3 M_x$, $0.3 M_y$

✓ Sens x-x :

$$\text{- En travées : } M_t^x = 0.85 \times 7.17 = 6.095 \text{ KN.m}$$

- Aux appuis : $M_a^x = 0.3 \times 7.17 = 2.151 \text{ KN.m}$

✓ Sens y-y :

- En travées : $M_t^y = 0.85 \times 6.787 = 5.769 \text{ KN.m}$

- Aux appuis : $M_a^y = 0.3 \times 6.787 = 2.036 \text{ KN.m}$

5) Ferrailage de la dalle :

A. Selon la petite portée (x-x) :

On a : $b=100 \text{ cm}$; $d=15.2.5=12.5 \text{ cm}$

➤ En travée :

$M_t^x = 6.095 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_t x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6.095 \times 10^3}{100 \times 12.5^2} = 0.0275 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

D'où : $\beta = 0.985$

$$A_{st} = \frac{M_t x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.095 \times 10^3}{0.985 \times 12.5 \times 348} = 1.42 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA10** ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$) ; Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$M_a^x = 2.151 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_a x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.151 \times 10^3}{100 \times 12.5^2} = 0.0097 < 0.392 \quad \longrightarrow \quad \text{SSA}$$

D'où : $\beta = 0.995$

$$A_a = \frac{M_a x}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.151 \times 10^3}{0.995 \times 12.5 \times 348} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA8** ($A_s=2.01 \text{ cm}^2$) ; Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

B. Selon la grande portée (y-y) :**➤ En travée :**

$$M_t^y = 5.769 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{5.769 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.026 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

D'où : $\beta = 0.986$

$$A_{st} = \frac{M_t^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.769 \times 10^3}{0.986 \times 12.5 \times 348} = 1.35 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) ; Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ Aux appuis :

$$M_a^y = 2.036 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^y}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.036 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.009 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

D'où : $\beta = 0.9955$

$$A_a = \frac{M_a^y}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.036 \times 10^3}{0.9955 \times 12.5 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA8 ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) ; Avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III.5.4. Vérification à ELU :**1. Condition de non fragilité : [Art.4.2.1 du BAEL91]****✓ Sens x-x :**

$$W_x = \frac{A_x}{b x h} \geq \frac{W_0 (3 - \rho_x)}{2} \longrightarrow A_x \geq \frac{W_0 (3 - \rho_x)}{2} b x h$$

Avec : A_x : Section des armatures.

W_0 : taux d'armatures dans chaque direction ; $w_0 = 0.8\%$

$b x h$: section du béton

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{15}{2} (3 - 0.965) = 1.221 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.221 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_s^t = 3.14 \text{ cm}^2 \geq 1.221 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Sens y-y :

$$W_y = \frac{A_y}{b \times h} \geq W_0 \longrightarrow A_y \geq W_0 \times b \times h$$

$$A_y = 15 \times 100 \times 0.0008 = 1.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_y \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

$$A_s^a = A_s^t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq 1.2 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

2. Ecartement des barres : [Art.8.2.42 du BAEL91]

La direction la plus sollicitée :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

La direction la moins sollicitée :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3. Condition de non poinçonnement : [Art.5.2.42]

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : P_u : charge de calcul à l'ELU

h_t : épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet

moyen

$$U_c = 2(U+V) = 2(1.05+1.05) = 4.2 \text{ m}$$

$$P_u = 1.35G = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$P_u = 108 \leq 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN/ml} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4. Calcul des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge P :

$$\text{➤ Au milieu de U : } T_{\max} = \frac{Pu}{2V+U} = \frac{108}{2 \times 1.05 + 1.05} = 34.28 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Au milieu de V : } T_{\max} = \frac{PU}{3V} = \frac{108}{3 \times 1.05} = 34.28 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{34.28 \times 10^3}{1000 \times 125} = 0.27 \text{ MPA}$$

$$\tau = 0.27 \text{ MPA} \leq \frac{0.07 f_c}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPA}$$

On remarque que $\tau < \tau_{\text{adm}}$, donc la condition est vérifiée.

III.5.5. Calcul à ELS :

1) Combinaison de charges :

On a :

$$P_s = P = 80 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q \quad / \quad \text{avec } G = (25 \times 0.15 + 20 \times 0.2) \text{ ml} = 4.15 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4.15 + 1 = 5.15 \text{ KN/ml}$$

2) Les moments M_1^x et M_1^y dues au système de levage :

$$M_1^x = P (M_1 + vM_2) \quad \text{et} \quad M_1^y = P (vM_1 + M_2)$$

$$v = 0.2 \text{ à ELS} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.06128 \\ M_2 = 0.05813 \end{cases}$$

$$M_1^x = P (M_1 + vM_2) = 80 (0.06128 + 0.2 \times 0.05813) = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1^x = 5.83 \text{ KN.m}$$

$$M_1^y = P (vM_1 + M_2) = 80 (0.2 \times 0.06128 + 0.05813) = 5.63 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_1^y = 5.63 \text{ KN.m}$$

3) Les moments dues au poids propre de la dalle M_2^x et M_2^y :

Ils sont donnés par les formules suivantes :

$$\begin{cases} M_2^x = q_x q_s L_x^2 \\ M_2^y = q_y M_2^x \end{cases}$$

$$\rho=0.965 \Rightarrow \text{Avec interpolation : } q_x = 0.0397 \quad ; \quad q_y = 0.9225$$

$$\text{Avec : } q_s = 5.15 \text{ KN/ml}$$

$$M_2^x = 0.0397 \times 5.15 \times 1.4^2 = 4 \text{ KN.m} \Rightarrow M_2^x = 4 \text{ KN.m}$$

$$M_2^y = 0.9225 \times 4 = 3.69 \text{ KN.m} \Rightarrow M_2^y = 3.69 \text{ KN.m}$$

4) Les moments globaux : [superposition des moments]

$$M_x = M_1^x + M_2^x = 5.83 + 4 = 9.83 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_1^y + M_2^y = 5.63 + 3.69 = 9.32 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement sur les appuis, on considère le panneau comme appuyé sur 4 cotés dont l'appui peut assurer un encastrement partiel :

- **Moments en travées :** $0.85 M_x, 0.85 M_y$
- **Moments aux appuis :** $0.3 M_x, 0.3 M_y$

✓ Sens x-x :

- En travées : $M_t^x = 0.85 \times 9.83 = 8.36 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_a^x = 0.3 \times 9.83 = 2.95 \text{ KN.m}$

✓ Sens y-y :

- En travées : $M_t^y = 0.85 \times 9.32 = 7.92 \text{ KN.m}$
- Aux appuis : $M_a^y = 0.3 \times 9.32 = 2.8 \text{ KN.m}$

5) Ferrailage de la dalle :

C. Selon la petite portée (x-x) :

$$\text{On a : } b=100 \text{ cm ; } d=15.2.5=12.5 \text{ cm}$$

➤ **En travée :**

$$M_t^x = 8.36 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_t x}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.36 \times 10^3}{100 \times 12.5^2} = 0.038 < 0.392 \quad \text{SSA}$$

$$\text{D'où : } \beta_s = 0.981$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8.36 \times 10^3}{0.981 \times 12.5 \times 348} = 1.96 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$M_a^x = 2.95 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{ax}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.95 \times 10^3}{100 \times 12.5^2} = 0.0133 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

D'où : $\beta_s = 0.9935$

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.95 \times 10^3}{0.9935 \times 12.5 \times 348} = 0.68 \text{ cm}^2$$

D. Selon la grande portée (y-y) :

➤ En travée :

$$M_t^y = 7.92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{ty}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7.92 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.0357 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

D'où : $\beta_s = 0.9825$

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.92 \times 10^3}{0.9825 \times 12.5 \times 348} = 1.853 \text{ cm}^2$$

➤ Aux appuis :

$$M_a^y = 2.8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_{ay}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{2.8 \times 10^3}{100 \times 12.5^2 \times 14.20} = 0.0126 < 0.392 \longrightarrow \text{SSA}$$

D'où : $\beta_s = 0.994$

$$A_a = \frac{M_{ay}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.8 \times 10^3}{0.994 \times 12.5 \times 348} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Conclusion : les armatures calculées à ELU suffisent.

III.5.6. Vérification à ELS :

♦ Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

- Sens x-x :

- En travée :

$$M_s = 8.36 \text{ KN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 12.5} = 0.251 \rightarrow k_1 = 47.697 \rightarrow \beta_1 = 0.92025$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.36 \times 10^3}{0.92025 \times 12.5 \times 3.14} = 231.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{231.45}{47.697} = 4.85 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- Condition}$$

vérifiée.

- Aux appuis :

$$M_s = 2.95 \text{ KN.m} ; A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = 0.160 \rightarrow k_1 = 61.34 \rightarrow \beta_1 = 0.9343$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{2.95 \times 10^3}{0.9343 \times 12.5 \times 2.01} = 125.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{125.69}{61.34} = 2.049 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \text{ ----- Condition}$$

vérifiée.

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

- Diamètre maximal des barres :

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} ; \text{ nous avons ferrailé avec des HA8} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

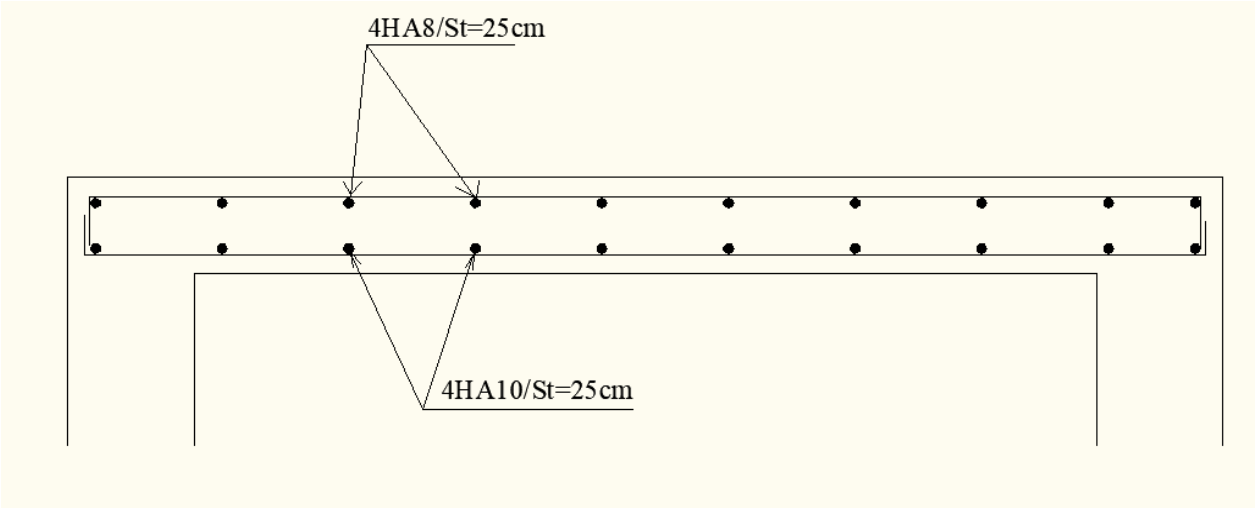


Fig.III.5.3. Plan de ferrailage de la salle machine suivant x-x.

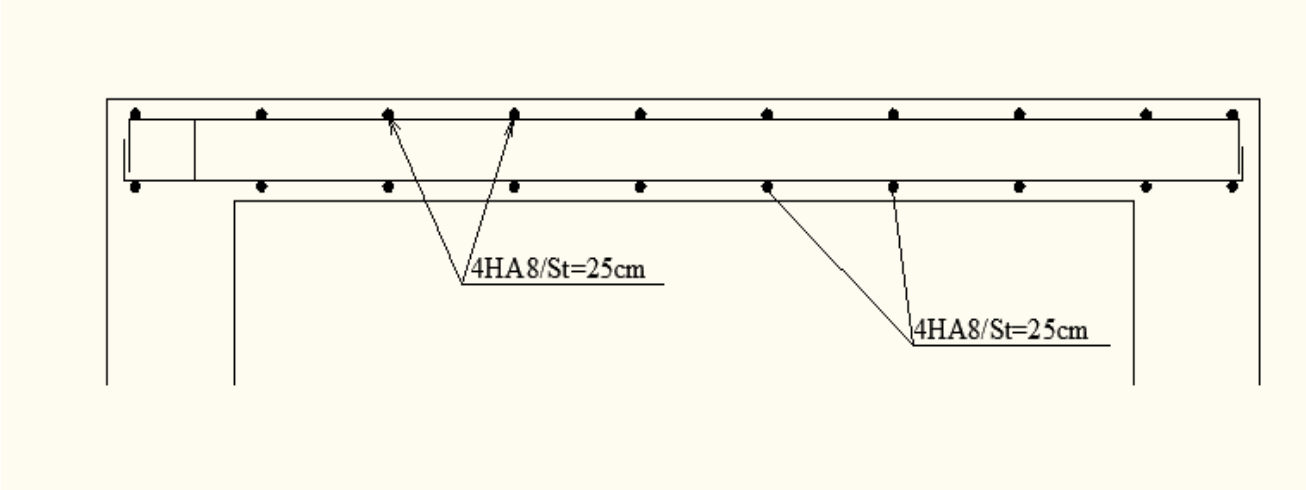


Fig.III.5.4. Plan de ferrailage de la salle machine suivant y-y.

Chapitre IV

Etude de contreventement

IV.1. Introduction

Le contreventement est constitué de l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes.

Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.
- Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.2. Etude des portiques

a) Détermination des longueurs de calcul des poteaux et poutres :

La rigidité des portiques sera déterminée à l'aide de la méthode de MUTO, utilisé pour le calcul des portiques sous charges horizontales. Elle utilise des rigidités relatives de niveau.

Ainsi la rigidité des poteaux est multipliée par un coefficient correcteur pour tenir compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

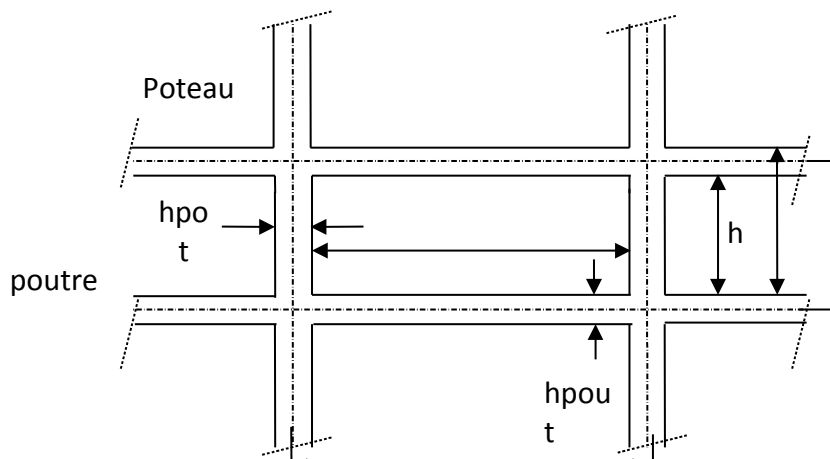


Fig.IV.1. Identification des paramètres.

Avec :

h : Hauteur entre nus des poteaux égale à $h_0 - h_{\text{poutre}}$

l : Longueur entre nus des poteaux égale à $l_0 - h_{\text{pot}}$

h_0 : Hauteur entre faces supérieures des planchers successifs.

l_0 : Longueur entre axe des poteaux

$$l_c = l + \frac{1}{2} h_{pout} \leq l_0$$

$$h_c = h + \frac{1}{2} h_{pot} \leq h_0$$

l_c : Longueur de calcul de la poutre ;

h_c : Hauteur de calcul de poteau.

b) Calcul des rigidités poutre :

$$K_{pout} = \frac{I_{pout}}{l_c} \quad I_{pout} : \text{le moment d'inertie de la poutre.}$$

• **Rigidités des poutres dans le sens X-X :**

Niveau	travé e	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	E _{pot} (cm)	L' (cm)	H _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
Etage en attique	1-2	30	35	107187.5	360	30	330	35	347.5	308.45
	2-3	30	35	107187.5	360	30	330	35	347.5	308.45
	3-4	30	35	107187.5	360	30	330	35	347.5	308.45
	4-5	30	35	107187.5	360	30	330	35	347.5	308.45
7^{eme}, 8^{eme}, 6^{eme}, 5^{eme} étages	1-2	30	35	107187.5	360	35	325	35	342.5	312.95
	2-3	30	35	107187.5	360	35	325	35	342.5	312.95
	3-4	30	35	107187.5	360	35	325	35	342.5	312.95
	4-5	30	35	107187.5	360	35	325	35	342.5	312.95
1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme}, 4^{eme} étages	1-2	30	35	107187.5	360	40	320	35	337.5	317.59
	2-3	30	35	107187.5	360	40	320	35	337.5	317.59
	3-4	30	35	107187.5	360	40	320	35	337.5	317.59
	4-5	30	35	107187.5	360	40	320	35	337.5	317.59
RDC et Entre sol	1-2	30	35	107187.5	360	45	315	35	332.5	322.37
	2-3	30	35	107187.5	360	45	315	35	332.5	322.37
	3-4	30	35	107187.5	360	45	315	35	332.5	322.37

	4-5	30	35	107187. 5	360	45	315	35	332.5	322.3 7
--	-----	----	----	--------------	-----	----	-----	----	-------	------------

Tableau.IV.1. Rigidités des poutres dans le sens X-X

- Rigidités des poutres dans le sens Y-Y :

Niveau	travée	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	E _{pot} (cm)	L' (cm)	H _{poutre} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
Etage en attique	A-B	30	40	160000	330	30	300	40	320	500
	B-C	30	40	160000	380	30	350	40	370	432.4 3
	C-D	30	40	160000	390	30	360	40	380	421.0 5
	D-E	30	40	160000	380	30	350	40	370	432.4 3
	E-F	30	40	160000	330	30	300	40	320	500
8 ^{eme} étage	A-B	30	40	160000	330	35	295	40	315	507.9 3
	B-C	30	40	160000	380	35	345	40	365	338.3 6
	C-D	30	40	160000	390	35	355	40	375	426.6 7
	D-E	30	40	160000	380	35	345	40	365	338.3 6
	E-F	30	40	160000	330	35	295	40	315	507.9 3
7 ^{eme} , 6 ^{eme} , 5 ^{eme} étages	A-B	30	40	160000	330	35	295	40	315	507.9 3
	B-C	30	40	160000	380	35	345	40	365	338.3 6
	C-D	30	40	160000	390	35	355	40	375	426.6 7
	D-E	30	40	160000	380	35	345	40	365	338.3 6
	E-F	30	40	160000	330	35	295	40	315	507.9

										3
4^{eme}, 3^{eme}, 2^{eme} étages	A-B	30	40	160000	330	40	290	40	310	516.13
	B-C	30	40	160000	380	40	340	40	360	444.44
	C-D	30	40	160000	390	40	350	40	370	432.43
	D-E	30	40	160000	380	40	340	40	360	444.44
	E-F	30	40	160000	330	40	290	40	310	516.13
1^{er} étage,	A-B	30	40	160000	330	40	290	40	310	516.13
	B-C	30	40	160000	380	40	340	40	360	444.44
	C-D	30	40	160000	390	40	350	40	370	432.43
	D-E	30	40	160000	380	40	340	40	360	444.44
	E-F	30	40	160000	330	40	290	40	310	516.13
RDC et Entre sol	A-B	30	40	160000	330	45	285	40	305	524.59
	B-C	30	40	160000	380	45	335	40	355	450.70
	C-D	30	40	160000	390	45	345	40	365	438.35
	D-E	30	40	160000	380	45	335	40	355	450.70
	E-F	30	40	160000	330	45	285	40	305	524.59

Tableau.IV.2. Rigidités des poutres dans le sens Y-Y

c) Calcul des rigidités poteaux :

- Rigidités des poteaux dans le sens X-X :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h' (cm)	e _p (cm)	H _c (cm)	K (cm ³)
Etage attique	30	30	67500	306	35	271	30	286	236.01
8 ^{eme}	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
7 ^{eme}	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
6 ^{eme}	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
5 ^{eme}	35	35	125052.08	306	35	271	35	288.5	433.45
4 ^{eme}	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
3 ^{eme}	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
2 ^{eme}	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
1 ^{er}	40	40	213333.33	306	35	271	40	291	733.10
Entre sol	45	45	341718.75	306	35	271	45	293.5	1164.29
RDC	45	45	341718.75	450	35	415	45	437.5	781.07

Tableau.IV.3. Rigidités des poteaux dans le sens X-X

- Rigidités des poteaux dans le sens Y-Y :

Niveau	b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)	h _e (cm)	h _p (cm)	h' (cm)	e _p (cm)	H _c (cm)	K (cm ³)
Etage attique	30	30	67500	306	40	266	30	281	240.21
8 ^{eme}	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
7 ^{eme}	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
6 ^{eme}	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
5 ^{eme}	35	35	125052.08	306	40	266	35	283.5	441.10
4 ^{eme}	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
3 ^{eme}	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
2 ^{eme}	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
1 ^{er}	40	40	213333.33	306	40	266	40	286	745.92
Entre sol	45	45	341718.75	306	40	266	45	288.5	1184.47

RDC	45	45	341718.7 5	450	40	410	45	432.5	790.10
-----	----	----	---------------	-----	----	-----	----	-------	--------

Tableau.IV.4. Rigidités des poteaux dans le sens Y-Y

d) Calcul des coefficients \bar{K} relatifs aux portiques (rigidités moyennes) :

- Cas d'étage courant :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres sup} + \text{poutres inf})}{2 K_{pot}} = \frac{\sum K_i}{2 K_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 K_p}$$

- Cas du RDC :

$$\bar{K} = \frac{\sum K_i (\text{poutres sup})}{K_{pot}} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$$

e) Calcul des coefficients correcteurs a_j^i du poteau « i » au niveau « j » :

- Cas d'étage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- **Cas du RDC :** $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$ (poteau encastré)
 $a_j^i = \frac{0.5 + \bar{K}}{1 + 2\bar{K}}$ (poteau articulé)

f) Calcul de rigidité corrigée du poteau « i » au niveau « j » :

$$r_j^i = \frac{12E}{h_{cj}^2} a_j^i K_{potj}^i$$

Avec : E : module de déformation instantanée du béton

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

g) Calcul de la rigidité d'un portique au niveau « j » :

$$R_{jx} = \sum r_{jx}^{(i)} \quad \text{pour chaque niveau dans le sens longitudinal.}$$

$$R_{jy} = \sum r_{jy}^{(i)} \quad \text{pour chaque niveau dans le sens transversal}$$

h) Rigidité totale des portiques par niveau :

Le calcul des rigidités des poteaux des différents niveaux dans les deux sens considérés est résumé dans les tableaux suivants :

- **Rigidités des portiques dans le sens X-X :**

Niveaux	travée	K poutre	poteau	K poteau	K'	a _{ij}	E	h _c	r _j ⁱ (cm)	R _{ij} x
Etage en attique	1-2	308.45	1	236.01	1.3 2	0.40	32164,2	286	445.76	2161.44
	2-3	308.45	2	236.01	2.6 3	0.57	32164,2	286	634.96	
	3-4	308.45	3	236.01	2.6 3	0.57	32164,2	286	634.96	
	4-5	308.45	4	236.01	1.3 2	0.40	32164,2	286	445.76	
7^{eme}, 8^{eme}, 5^{eme} étages	1-2	312.95	1	433.45	0.7 3	0.27	32164,2	288.5	543.03	2775.48
	2-3	312.95	2	433.45	1.4 5	0.42	32164,2	288.5	844.71	
	3-4	312.95	3	433.45	1.4 5	0.42	32164,2	288.5	844.71	
	4-5	312.95	5	433.45	0.7 3	0.27	32164,2	288.5	543.03	
4^{eme}, 3^{eme}, 2^{eme} étages	1-2	317.59	1	733.10	0.4 4	0.18	32164,2	291.5	599.09	3194.36
	2-3	317.59	2	733.10	0.8 7	0.30	32164,2	291.5	998.48	

	3-4	317.59	3	733.10	0.8 7	0.30	32164, 2	291. 5	998.48	
	4-5	317.59	4	733.10	0.4 4	0.18	32164, 2	291. 5	599.09	
1 ^{er} étage	1-2	317.59	1	733.10	0.4 4	0.18	32164, 2	291. 5	599.09	3194.3 6
	2-3	317.59	2	733.10	0.8 7	0.30	32164, 2	291. 5	998.48	
	3-4	317.59	3	733.10	0.8 7	0.30	32164, 2	291. 5	998.48	
	4-5	317.59	4	733.10	0.4 4	0.18	32164, 2	291. 5	599.09	
Entresol	1-2	322.37	1	1164.29	0.2 8	0.12	32164, 2	293. 5	625.92	3546.8 8
	2-3	322.37	2	1164.29	0.5 5	0.22	32164, 2	293. 5	1147.5 2	
	3-4	322.37	3	1164.29	0.5 5	0.22	32164, 2	293. 5	1147.5 2	
	4-5	322.37	4	1164.29	0.2 8	0.12	32164, 2	293. 5	625.92	
RDC	1-2	322.37	1	781.07	0.4 1	0.38	32164, 2	437. 5	599.55	2682.2
	2-3	322.37	2	781.07	0.8 3	0.47	32164, 2	437. 5	741.55	
	3-4	322.37	3	781.07	0.8 3	0.47	32164, 2	437. 5	741.55	
	4-5	322.37	4	781.07	0.4 1	0.38	32164, 2	437. 5	599.55	

Tableau.IV.5. Rigidités des portiques dans le sens X-X

• Rigidités des portiques dans le sens Y-Y :

Niveaux	travée	K poutre	poteau	K poteau	K'	a _{ij}	E	h _c	r _j ⁱ (cm)	Rij x
Etagé en attique	A-B	500	A	240.21	2.1	0.5 1	32164, 2	281	599.06	3465.1 3
	B-C	432.43	B	240.21	3.7	0.6 5	32164, 2	281	763.50	
	C-D	421.05	C	240.21	3.37	0.6 3	32164, 2	281	740.01	
	D-E	432.43	D	240.21	3.7	0.6 5	32164, 2	281	763.50	
	E-F	500	E	240.21	2.1	0.5 1	32164, 2	281	599.06	
8 ^{eme}	A-B	507.93	A	441.10	1.16	0.3	32164,	283.	783.40	

étage						7	2	5		4742.7
	B-C	338.36	B	441.10	2.05	0.5 1	32164, 2	283. 5	1079.8 1	2
	C-D	426.67	C	441.10	1.86	0.4 8	32164, 2	283. 5	1016.2 9	
	D-E	338.36	D	441.10	2.05	0.5 1	32164, 2	283. 5	1079.8 1	
	E-F	507.93	E	441.10	1.16	0.3 7	32164, 2	283. 5	783.40	
7 ^{ème} , 6 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	A-B	507.93	A	441.10	1.16	0.3 7	32164, 2	283. 5	783.40	4742.7 2
	B-C	338.36	B	441.10	2.05	0.5 1	32164, 2	283. 5	1079.8 1	
	C-D	426.67	C	441.10	1.86	0.4 8	32164, 2	283. 5	1016.2 9	
	D-E	338.36	D	441.10	2.05	0.5 1	32164, 2	283. 5	1079.8 1	
	E-F	507.93	E	441.10	1.16	0.3 7	32164, 2	283. 5	783.40	
4 ^{ème} , 3 ^{ème} , 2 ^{ème} étages	A-B	516.13	A	745.92	0.70	0.6 0	32164, 2	286	2112.4 5	8308.9 6
	B-C	444.47	B	745.92	1.30	0.3 9	32164, 2	286	1373.0 9	
	C-D	432.43	C	745.92	1.24	0.3 8	32164, 2	286	1337.8 8	
	D-E	444.47	D	745.92	1.30	0.3 9	32164, 2	286	1373.0 9	
	E-F	516.13	E	745.92	0.70	0.6 0	32164, 2	286	2112.4 5	
1 ^{er} étage	A-B	516.13	A	745.92	0.70	0.6 0	32164, 2	286	2112.4 5	8308.9 6
	B-C	444.47	B	745.92	1.30	0.3 9	32164, 2	286	1373.0 9	
	C-D	432.43	C	745.92	1.24	0.3 8	32164, 2	286	1337.8 8	
	D-E	444.47	D	745.92	1.30	0.3 9	32164, 2	286	1373.0 9	
	E-F	516.13	E	745.92	0.70	0.6 0	32164, 2	286	2112.4 5	
Entre sol	A-B	524.59	A	1184.4 7	1.24	0.3 8	32164, 2	288. 5	2088.4 6	8848.4 6
	B-C	450.70	B	1184.4 7	0.82	0.2 9	32164, 2	288. 5	1593.8 2	
	C-D	438.35	C	1184.4 7	0.75	0.2 7	32164, 2	288. 5	1483.9 0	
	D-E	450.70	D	1184.4 7	0.82	0.2 9	32164, 2	288. 5	1593.8 2	
	E-F	524.59	E	1184.4 7	1.24	0.3 8	32164, 2	288. 5	2088.4 6	

RDC	A-B	524.59	A	790.10	0.66	0.4 4	32164, 2	432. 5	716.15	4036.4 6
	B-C	450.70	B	790.10	1.23	0.5 4	32164, 2	432. 5	878.90	
	C-D	438.35	C	790.10	1.13	0.5 2	32164, 2	432. 5	846.36	
	D-E	450.70	D	790.10	1.23	0.5 4	32164, 2	432. 5	878.90	
	E-F	524.59	E	790.10	0.66	0.4 4	32164, 2	432. 5	716.15	

Tableau.IV.6. Rigidités des portiques dans le sens Y-Y

IV.3. Etudes des refends (voiles) :

a) Calcul des inerties des voiles :

- Les voiles longitudinaux (xx)

$$I_x = \frac{e^3 L}{12} \quad \text{et} \quad I_y = \frac{L^3 e}{12}$$

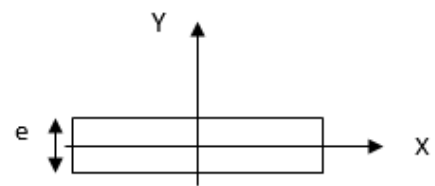


Fig IV.2. Voile longitudinale.

$I_x \lll I_y$ ($e \lll L$), I_x est négligeable devant I_y

- Les voiles transversaux (yy) :

$$I_y = \frac{Le^3}{12} \quad I_x = \frac{eL^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$ ($e \lll L$), I_y est négligeable devant I_x

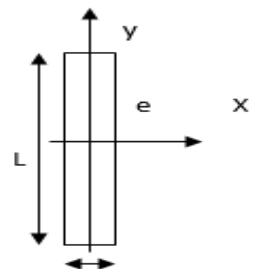


Fig IV.3. Voile transversale.

b) Calcul de la rigidité des voiles

$$R_{vx} = \frac{12 \times E_i \times I_y}{h_{\text{étage}}^3}$$

$$R_{vy} = \frac{12 \times E_i \times I_x}{h_{\text{étage}}^3}$$

Avec : I_x et I_y , inerties des voiles transversaux et longitudinaux respectivement.

$h_{\text{étage}}$, hauteur d'étage.

Les résultats de toutes les formules ci-dessus sont donnés dans les tableaux ci-dessous.

- Rigidités des voiles longitudinaux (X-X)

Niveau x	Voile s	e (cm)	L (cm)	I _y (cm ⁴)	E (MPa)	he [cm]	r _x ⁱ	R _x ⁱ
RDC	VL1	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	450	70593.58	799342.14
	VL2	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	450	70593.58	
	VL3	25	360	97200000	32164.2 0	450	411701.76	
	VL4	25	180	12150000	32164.2 0	450	51462.72	
	VL5	25	145	6351302.08	32164.2 0	450	26901.67	
	VL6	25	145	6351302.08	32164.2 0	450	26901.67	
	VL7	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	450	70593.58	
	VL8	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	450	70593.58	
Entre sol	VL1	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	2542178.1
	VL2	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	
	VL3	25	360	97200000	32164.2 0	306	1309350.70	
	VL4	25	180	12150000	32164.2 0	306	163668.84	
	VL5	25	145	6351302.08	32164.2 0	306	85556.40	
	VL6	25	145	6351302.08	32164.2 0	306	85556.40	
	VL7	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	

	VL8	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	
1^{er} étage au 8^{eme} étage	VL1	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	2542178.1
	VL2	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	
	VL3	25	360	97200000	32164.2 0	306	1309350.70	
	VL4	25	180	12150000	32164.2 0	306	163668.84	
	VL5	25	145	6351302.08	32164.2 0	306	85556.40	
	VL6	25	145	6351302.08	32164.2 0	306	85556.40	
	VL7	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	
	VL8	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	
Étage Attique	VL1	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	2542178.1
	VL2	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	
	VL3	25	360	97200000	32164.2 0	306	1309350.70	
	VL4	25	180	12150000	32164.2 0	306	163668.84	
	VL5	25	145	6351302.08	32164.2 0	306	85556.40	
	VL6	25	145	6351302.08	32164.2 0	306	85556.40	
	VL7	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	
	VL8	25	200	16666666.6 7	32164.2 0	306	224511.44	

Tableau.IV.7. Rigidité des voiles longitudinaux (x-x)

- Rigidités des voiles transversaux (Y-Y)

Niveaux	Voiles	e (cm)	L (cm)	I _x [cm ⁴]	E (MPa)	h _e (cm)	r _x ⁱ	R _x ⁱ
RDC	VT1	25	380	114316666.7	32164.20	450	484201.37	1961019.08
	VT2	25	380	114316666.7	32164.20	450	484201.37	
	VT3	25	380	114316666.7	32164.20	450	484201.37	
	VT4	25	380	114316666.7	32164.20	450	484201.37	
	VT5	25	140	5716666.67	32164.20	450	24213.6	
Entre sol	VT1	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	6236703.22
	VT2	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	
	VT3	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	
	VT4	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	
	VT5	25	140	5716666.67	32164.20	306	77007.42	
1^{er} 8^{eme} ⇒	VT1	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	6236703.22
	VT2	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	
	VT3	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	
	VT4	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	
	VT5	25	140	5716666.67	32164.20	306	77007.42	
Etage Attique	VT1	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	6236703.22
	VT2	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	
	VT3	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	
	VT4	25	380	114316666.7	32164.20	306	1539923.95	
	VT5	25	140	5716666.67	32164.20	306	77007.42	

Tableau.IV.8. Rigidité des voiles transversaux (y-y)

IV.3. Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles »

Niveaux	Portiques [[daN/cm]]		Voiles [daN/cm]		Portiques + Voiles [daN/cm]	
	R _{jx}	R _{jy}	R _{vx}	R _{vy}	R _x	R _y
Etage en attique	2161.44	3465.13	2542178.1	6236703.22	2544339.54	6240168.35
8^{eme}	2775.48	4742.72	2542178.1	6236703.22	2544953.58	6241445.94
7^{eme} ⇒ 5^{eme}	2775.48	4742.72	2542178.1	6236703.22	2544953.58	6241445.94
4^{eme} ⇒ 2^{eme}	3194.36	8308.96	2542178.1	6236703.22	2545372.46	6245012.18
1^{er}	3194.36	8308.96	2542178.1	6236703.22	2545372.46	6245012.18
Entre sol	3546.88	8848.46	2542178.1	6236703.22	2545724.9	6245551.68

IV.4. Détermination de la répartition des efforts horizontaux entre portiques et refend :

Dans le cas d'une ossature composée, à la fois de portique et de murs de refend, nous allons attribuer une inertie fictive aux portiques et cela dans le but de comparer l'inertie des voiles à celles des portiques.

IV.4.1. Calcul de l'inertie fictive :

Afin de déterminer cette inertie fictive, il nous suffira de calculer les déplacements de chaque portique sous l'effet d'une série de forces horizontales et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé sous les mêmes forces horizontales tout en fixant l'inertie des refends à 1 m^4 .

D'après l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et les portiques.

- L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

Avec : D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum D_n$$

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : inertie fictive du portique au niveau n.

IV.4.1.1. Calcul des flèches du refend :

Le calcul des flèches du refend dont l'inertie est $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque niveau), sera obtenu par la méthode des « **Moments des aires** ».

Le diagramme des moments fléchissant engendrés par la série de forces horizontales égales à **1 tonne**, est une série de sections de trapèzes superposés et délimités par les niveaux, comme le montre la figure ci-dessous.

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

$$S_i : \text{Surface de trapèze} : S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

d_i : distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

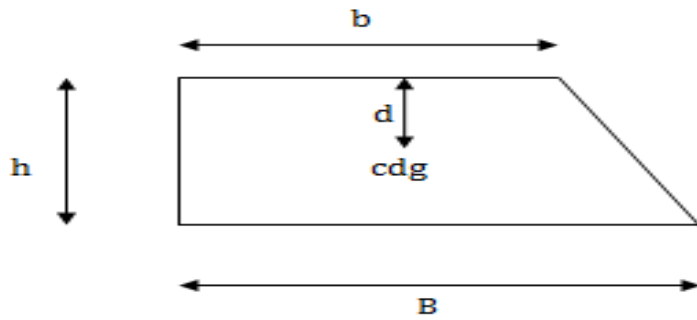


Fig.IV.4. Trapèze de calcul

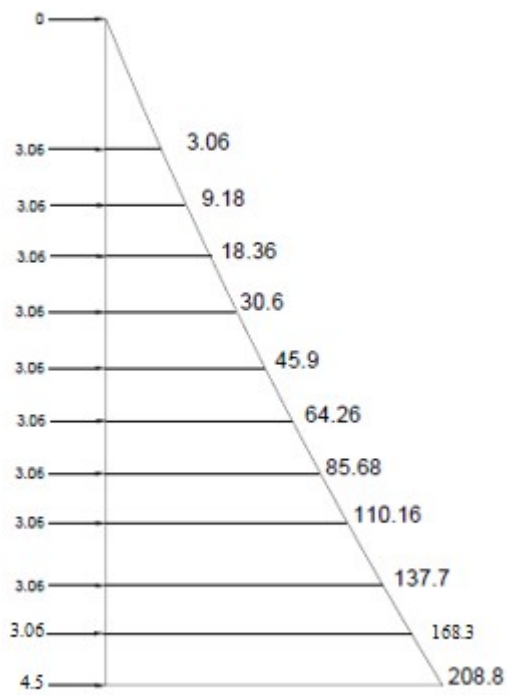


Fig.IV.5. Diagrammes des moments des aires

Le tableau suivant donne les aires « S_i » et la position du centre de gravité « X_i » par diagramme des moments :

Niveaux	h_e (m)	b_{i+1} (m)	b_i (m)	d_i (m)	S_i (m ²)	$S_i d_i$	$f EI$
Etage attique	3,06	0	3.06	2.04	4.68	9.55	48997.47
8	3,06	3.06	9.18	1.79	18.72	33.51	44856.02
7	3,06	9.18	18.36	1.7	42.13	71.62	38126.45
6	3,06	18.36	30.6	1.66	74.90	124.33	32194.76
5	3,06	30.6	45.9	1.63	117.04	190.78	26086.01
4	3,06	45.9	64.26	1.62	168.54	271.41	20267.34
3	3,06	64.24	85.68	1.60	229.4	367.04	14885.39
2	3,06	85.68	110.16	1.59	299.64	476.43	10193.47
1	3,06	110.16	137.7	1.59	379.23	602.98	6141.64
Entre sol	3.06	137.7	168.3	1.58	380.17	600.67	3207.47
Rdc	4.50	168.3	208.2	2.33	381.67	889.29	889.29

Tableau.IV.10. Section des aires et position du CDG

⇒ Calcul de la flèche :

$$f_{rdc} = \frac{381.67 \times 2.33}{EI} = \frac{889.29}{EI} ; f_{entresol} = \frac{381.67 \times 6.83 + 380.17 \times 1.58}{EI} = \frac{3207.45}{EI}$$

$$f_1 = \frac{381.67 \times 9.89 + 380.17 \times 4.64 + 379.23 \times 1.59}{EI} = \frac{6141.64}{EI}$$

$$f_2 = \frac{381.67 \times 12.95 + 380.17 \times 7.7 + 379.23 \times 4.65 + 299.64 \times 1.59}{EI} = \frac{10193.47}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau. Et on obtient ces résultats :

$$f_3 = \frac{14885.39}{EI} ; f_4 = \frac{20267.34}{EI}$$

$$f_5 = \frac{26086.01}{EI} ; f_6 = \frac{32194.76}{EI}$$

$$f_7 = \frac{38126.45}{EI} ; f_8 = \frac{44856.02}{EI}$$

$$f_{atq} = \frac{48997.47}{EI}$$

IV.4.1.2. Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

$$\text{Avec : } E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum k_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n »

$E\theta$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum k_{poutres}^n}$
- Pour les poteaux encastré à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum k_{poutres}^1 + 2 \sum k_{poteaux}^1}$
- Pour les poteaux articulé à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum k_{poutres}^1}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Niveau	H (m)	$\sum k_{poutres}$ (m ³)	$\sum k_{poteaux}$ (m ³)	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum \Delta_n$	Ef_n	I_{en}
Etage attique	3.0 6	0.12338	0.09440	3.06	0	1.033	3.22	9.85	1935.01	48997.4 7	25.3 2
8	3.0 6	0.12518	0.01734	6.12	3.06	3.056	31.44	96.21	1925.16	44856.0 2	23.3 0
7	3.0 6	0.12518	0.01734	12.1 8	6.12	6.09	63	192.78	1828.95	38126.4 5	20.8 4
6	3.0 6	0.12518	0.01734	15.2 4	12.1 8	9.13	80.85	247.40	1636.17	32194.7 6	19.6 7
5	3.0 6	0.12518	0.01734	18.3	15.2 4	11.16	98.1	300.19	1388.77	26086.0 1	18.7 8
4	3.0 6	0.12704	0.09338	21.3 6	18.3	13	31.14	95.29	1088.58	20267.3 4	18.6 1
3	3.0 6	0.12704	0.09338	24.4 2	21.3 6	15.01	35.79	109.52	993.29	14885.3 9	14.9 8
2	3.0 6	0.12704	0.09338	27.4 8	24.4 2	17.02	40.54	124.05	883.77	10193.4 7	11.5 3
1	3.0 6	0.12704	0.09338	30.5 4	27.4 8	19.03	45.27	138.53	759.72	6141.64	8.08
Entre sol	3.0 6	0.12895	0.04657	33.6	30.5 4	20.73	80	244.8	621.19	3207.47	5.16
RDC	4.5	0.12895	0.03124	38.1	33.6	22.75	123	376.39	376.39	889.29	2.36

Tableau.IV.11. Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (X-X)

Niveau	h	$\sum k_{poteaux}$	$\sum k_{poutres}$	M_n	M_{n+1}	$E\theta_n$	$E\psi_n$	$E\Delta_n$	$D_n = \sum \Delta_n$	Ef_n	I_{en}
Etage attique	3.0 6	0.1201	0.02286	3.06	0	5.58	4.91	15.02	2210.69	48997.4 7	22.1 6
8	3.0 6	0.2206	0.02546	6.12	3.06	15.02	12.61	38.59	2195.67	44856.0 2	20.4 3
7	3.0 6	0.2206	0.02546	12.1 8	6.12	29.95	27.09	82.90	2157.08	38126.4 5	17.6 8
6	3.0	0.2206	0.02546	15.2	12.1	44.87	43.17	132.1	2074.18	32194.7	15.5

	6			4	8			0		6	2
5	3.0 6	0.2206	0.02546	18.3	15.2 4	64.91	61.80	189.1 0	1942.08	26086.0 1	13.4 3
4	3.0 6	0.3729	0.02354	21.3 6	18.3	70.20	72.33	221.3 3	1752.98	20267.3 4	11.5 6
3	3.0 6	0.3729	0.02354	24.4 2	21.3 6	81.03	81.07	250	1531.65	14885.3 9	9.72
2	3.0 6	0.3729	0.02354	27.4 8	24.4 2	91.86	92.59	283.3 2	1281.65	10193.4 7	7.95
1	3.0 6	0.3729	0.02354	30.5 4	27.4 8	102.70	104.10	318.5 5	998.33	6141.64	6.15
Entre sol	3.0 6	0.3951	0.02389	33.6	30.5 4	111.87	102.02	312.1 8	679.78	3207.47	4.72
RDC	4.5	0.5922	0.02389	38.1	33.6	40.79	81.69	367.6 0	367.60	889.29	2.42

Tableau.IV.12. Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinales (Y-Y)

Niveau	Inertie fictive (m ⁴)
Etage attique	25.32
8	23.30
7	20.84
6	19.67
5	18.78
4	18.61
3	14.78
2	11.53
1	8.08
Entre sol	5.16
RDC	2.36
SOMME	168.63
MOYENNE	15.33

Tableau.IV.13. Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (X-X)

Niveau	Inertie fictive (m ⁴)
Etage attique	22.16
8	20.43
7	17.68
6	15.52
5	13.43
4	11.56
3	9.72

2	7.95
1	6.15
Entre sol	4.72
RDC	2.42
SOMME	131.74
MOYENNE	11.98

Tableau.IV.14. Inertie fictive de chaque niveau dans le sens (Y-Y)

IV.5. Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

- Sens longitudinal :

La moyenne des inerties des portiques : 15.33 m⁴.

La moyenne des inerties des voiles :

$$I = \frac{\sum_{i=es}^{10} I_y}{11} = \frac{(0.16 \times 4 + 0.0635 \times 2 + 0.972 + 0.1215) \times 11}{11} = 1.89 m^4$$

Inertie totale (voiles + portiques) : 17.22 m⁴.

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	15.33	89.02
Voiles	1.89	10.98
Portiques + Voiles	17.22	100

Tableau.IV.15. Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens longitudinal

- Sens transversal :

La moyenne des inerties des portiques : 11.98 m⁴.

La moyenne des inerties des voiles :

$$I = \frac{\sum_{i=es}^{10} I_x}{11} = \frac{(1.14 \times 4 + 0.057) \times 11}{11} = 4.62 m^4$$

Inertie totale (voiles+ portiques) : 16.6 m⁴.

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portiques	11.92	72.17
Voiles	4.62	27.83
Portiques + Voiles	16.6	100

Tableau.IV.16. Comparaison des inerties de voiles et des portiques suivant le sens transversal

Conclusion :

On compare les deux résultats, on remarque que notre système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques.

Donc, notre structure est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles. [ART.3.4, 4a]

D'où le coefficient de comportement est égal à **$R=5$** [Tableau 4.3.RPA 99modifié2003]

Chapitre V

Modélisation et vérification des exigences du RPA

Introduction

Une construction parasismique est une construction conçue pour résister aux actions sismiques et limiter les dommages potentiels sur la structure et cela conformément aux normes de constructions locales.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Dans ce chapitre nous allons voir les principaux paramètres qui vont intervenir lors d'une étude sismique d'un bâtiment ; tel que le choix de la méthode de calcul, l'ensemble des vérifications à effectuer qui nous permettront de procéder au dimensionnement final et au ferrailage de la structure.

V.1. Classification de l'ouvrage selon le règlement parasismique algérienne RPAA99/2003

Des classifications nécessaires à la définition de la situation sismique étudiée et au choix de la méthode et des paramètres de calcul des forces sismiques. À savoir la zone sismique, groupe d'usage, site, le système de contreventement et la régularité de la structure.

1) Zone sismique (A 3.1. /RPA99/2003)

Selon la carte des zones sismique de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas (voir l'annexe I), la commune de Tizi-Ouzou est classée comme une zone de **moyenne sismicité (II_a)**

2) Importance de l'ouvrage (A3.2/RPA99/2003)

Pour les bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m (notre cas : $H = 37.6$ m) sont classées comme des *ouvrages courants ou d'importance moyenne (groupe 2)*.

3) Site (A3.3/RPA99/2003)

Selon le rapport de sol, le site de notre projet est classé comme **site meuble (S3)**

Tableau.V.1. Valeur de T1 et T2

Site	S1 (site rocheux)	S2 (site ferme)	S3 (site meuble)	S4 (site très meuble)
T_{1sec}	0,15	0,15	0,15	0,15
T_{2sec}	0,30	0,40	0,50	0,7
→	S3	$T_{1sec} = 0,15 / T_{2sec} = 0,5$		

4) Système de contreventement (A3.4/RPA99/2003)

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit par l'attribution d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (voir tableau 4.3.).

Le coefficient de comportement est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Le règlement parasismique algérien RPA99/2003 a classé trois types de système de contreventement pour les structures en béton contreventé par portique et voiles :

- a) **Système 2** : contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé
- b) **Système 4.a** : contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles
- c) **Système 4.b** : contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé.

En fonction de pourcentage des charges verticales et horizontales, on peut fixer une valeur pour R (voir page 30 RPA).

Dans notre cas : On a un contreventement mixte assuré par voiles et portiques donc **le système 4.a**

V.3. Etude sismique

V.3.1. Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul et de modélisation de la structure a pour objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques algériennes proposent trois méthodes de calcul :

- 1) La méthode statique équivalente,
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale,
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accéléra-grammes.

V.3.2. Méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions suivantes sont réunies

a. Condition sur la hauteur :

Les bâtiments qui peuvent être calculés par la MSE sont limités en hauteur tels que :

$$H \leq 65\text{m en zone IIa.} \rightarrow \text{CV}$$

b. Condition sur la régularité :

Les bâtiments calculés par la MSE doivent être classés réguliers plan et en élévation.
 $\rightarrow \text{CNV}$

c. Condition complémentaires

Les bâtiments irréguliers peuvent être calculés par la méthode statique dans le respect des conditions cités dans l'article 4.1.2 du RPA.

En zone (II_a) pour les groupes d'usages 2, Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23 m → CNV

Pour conclure, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, donc on applique la méthode modale spectrale.

V.3.3. Méthode Dynamique Modale Spectrale

C'est l'analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.

- 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.
- Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

V.3.4. 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 qui permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique.

ETABS (Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures) est un logiciel de calcul et de conception des structures particulièrement adapté aux bâtiments et aux ouvrages de génie civil, son calcul se base sur la méthode des éléments finis.

Etabs 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 ; il nous permet aussi la visualisation la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

Dans notre travail, on a utilisé la version (ETABS v 9.7).

V.3.5. Etapes de modélisation

Le calcul dynamique est réalisé sur un modèle tridimensionnel de la structure, avec 12 niveaux (RDC+8 étages, entresol, étage attique) encastree à sa base. Dans ce modèle, on ne modélisera que les éléments structuraux (voiles, portiques et dalles pleines), les éléments secondaires sont introduits comme charges.

Les différentes étapes de modélisation sont :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
4. Introduction des directions principales de l'étude sismique EX, EY
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version2003.

⇒ Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse donnée par le RPA. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération pour un système de degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période T.

6. Définition des charges statiques (G, Q).
7. Définition de la charge sismique E.
8. Introduction des combinaisons d'actions.

Combinaisons du BAEL :

$1.35G + 1.5Q$ (l'ELU)

$G + Q$ (l'ELS)

Combinaisons du RPA 99 modifié 2003 (combinaisons accidentelles) :

$G+Q \pm E$

$0.8G \pm E$

9. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes).

- Les poteaux sont supposés encastres dans les fondations.
- Diaphragme : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équation à résoudre par le logiciel.
- La masse des planchers est supposée concentrée en leur centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse – source)

10. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :

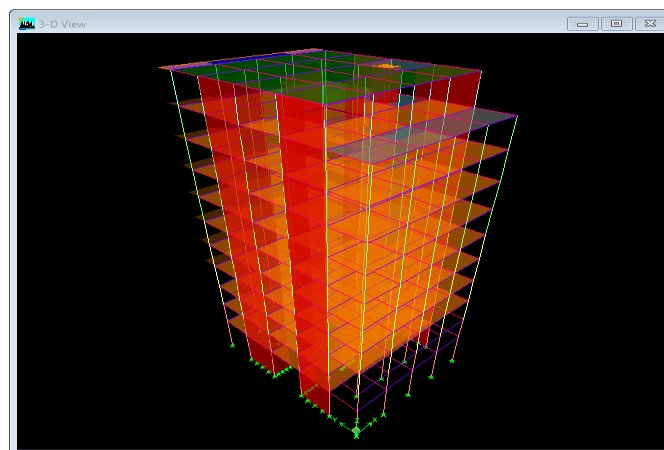


Figure.V.1. Modèle 3D de la structure après modélisation.

V.3.6. Déterminations des paramètres du spectre de réponse de calcul

Le spectre de réponse est une courbe permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

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

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

⇒ Article 4.3.3 et Formule 4.13 du RPA.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{i=1}^5 Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q

Tableau donnant les valeurs des pénalités Pq :

❖ **Sens longitudinal :**

Critère q	Pénalité Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0
	Q₁ = 1.15

Tableau.V.2. Valeurs des pénalités Pq dans le sens longitudinal.

❖ Sens transversal :

Critère q	Pénalité Pq
1. Conditions minimales sur les files de contreventement.	0.05
2. Redondance en plan	0
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux.	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution.	0
	Q_t = 1.15

Tableau.V.3. Valeurs des pénalités Pq dans le sens transversal.

Note : Dans le spectre de réponse la valeur de Q à introduire est la plus défavorable $Q = 1.15$

Pour notre structure les paramètres à considérer sont résumé dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Désignation
Le site	S3 meuble
La zone	II_a
Le groupe d'usage	2
Remplissage	Dense
Facteurs de qualité Q	1.15
Coefficient de comportement R	5

Tableau.V.4. Caractéristiques du spectre de réponse selon le RPA99.

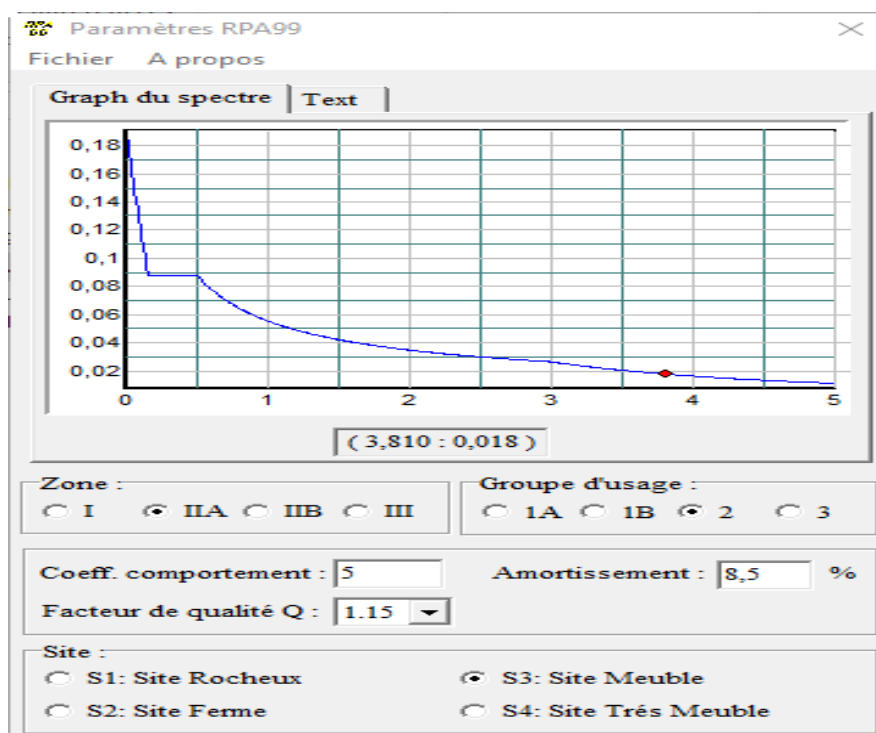


Figure V.2. Spectre de réponse de calcul.

V.4.Vérifications des exigences de RPA 99 modifier 2003 :

Nous devons vérifier les conditions suivantes :

- Vérification de la période
- Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité)
- Vérification de la participation de la masse modale
- Justifications du système de contreventement
- Vérification des déplacements relatifs
- Vérifications du déplacement maximal de la structure
- Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure
- Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ)
- Spécifications pour les poteaux.

V.4.1. Vérification de la période :

a) Période empirique :

$$T = C_T \times h_N^{\alpha}$$

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 **en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6** (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

$$\Rightarrow T = 0,05 \times h_N^{\alpha} = \mathbf{0.72 \text{ s}}$$

b) Calcul de la période empirique majorée :

$$\Rightarrow T_{maj} = T + 30\%T = 0,72 + 0,3 \times 0,72 = \mathbf{0,936s}$$

c) Détermination de la période par le logiciel ETABS :

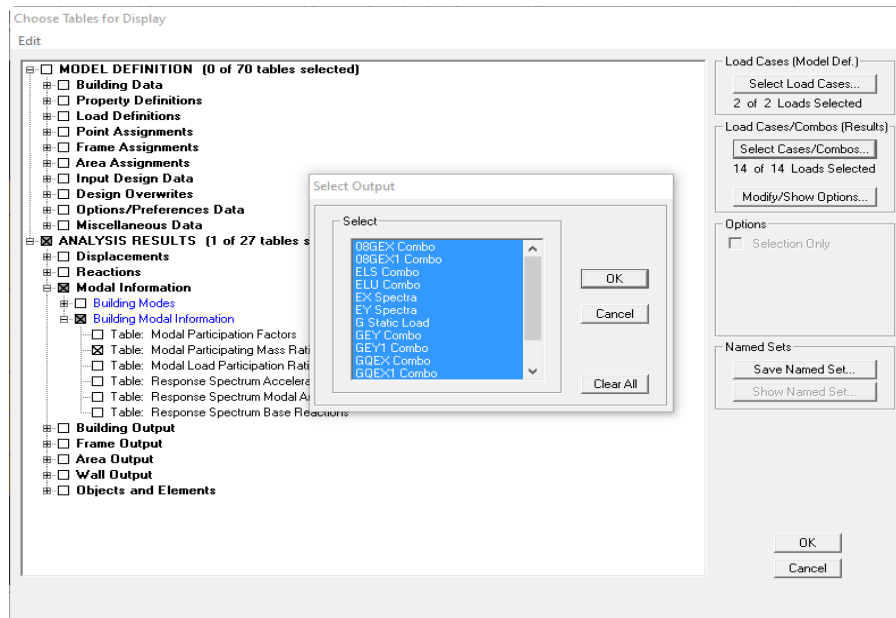
Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le chemin ci-après : **Display** **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** **Building**
Modal Information

→ **Modal Participating Mass Ratios**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.931984	71.5629	0.3285	0.0000	71.5629	0.3285	0.0000	0.456
2	0.769676	0.8643	62.7075	0.0000	72.4272	63.0360	0.0000	87.58
3	0.754980	0.7769	6.9106	0.0000	73.2041	69.9466	0.0000	10.17
4	0.245679	15.6218	0.0124	0.0000	88.8259	69.9589	0.0000	0.004
5	0.178718	0.0275	0.2872	0.0000	88.8534	70.2461	0.0000	0.019
6	0.173615	0.0085	18.4884	0.0000	88.8620	88.7345	0.0000	1.451
7	0.108018	5.7706	0.0015	0.0000	94.6325	88.7360	0.0000	0.000
8	0.077079	0.0468	0.0191	0.0000	94.6793	88.7551	0.0000	0.000
9	0.072847	0.0029	6.2645	0.0000	94.6822	95.0196	0.0000	0.249
10	0.067433	0.7623	0.0064	0.0000	95.4446	95.0260	0.0000	0.000
11	0.060428	1.8700	0.0002	0.0000	97.3146	95.0262	0.0000	0.000
12	0.043287	0.0681	0.0007	0.0000	97.3827	95.0269	0.0000	0.000
13	0.042519	0.0005	2.7369	0.0000	97.3833	97.7638	0.0000	0.043
14	0.040813	1.2995	0.0012	0.0000	98.6828	97.7650	0.0000	0.000
15	0.034643	0.0823	0.0000	0.0000	98.7651	97.7650	0.0000	0.000
16	0.030385	0.3076	0.0066	0.0000	99.0727	97.7715	0.0000	0.000
17	0.029943	0.3510	0.0832	0.0000	99.4237	97.8548	0.0000	0.000
18	0.020522	0.0132	1.1042	0.0000	99.4365	99.0405	0.0000	0.013

Ensuite, on relève la valeur de la période en fonction du premier mode :

⇒ **Mode 1=0.932s**

d) Comparaison des résultats :

On a :

- La période calculée $T = 0,72s$
- La période majorée $T_{maj} = 0,936s$
- La période ETABS $T_{etabs} = 0.932s$

On remarque que : $T < T_{\text{etabs}} < T_{\text{maj}} \Rightarrow$ **La période est vérifiée**

V.4.2. Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

D'après (**Art 4.3.7RPA99V2003**), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que : $|C_M - C_R| \leq 5\% L$

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

a) Excentricité calculé :

- Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 18.1 = 0.905\text{m}$$

- Sens transversal (y-y) :

$$e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 14.4 = 0.72\text{m}$$

b) Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :

Pour cela on suit chemin ci-dessous :

Display \longrightarrow **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results \longrightarrow **building output** \longrightarrow **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combos**

Puis on clique : **OK** \longrightarrow **OK**

Après avoir tiré les valeurs du centre de masse et rigidité on copiera les résultats dans l'Excel en suivant le chemin :

Edit \longrightarrow **copy** \longrightarrow **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion)

Puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_x = |X_{CCM} - X_{CR}| \\ e_y = |Y_{CCM} - Y_{CR}| \end{cases}$$

Suivant x-x :

Niveaux	Diaphragmes	X_{CM}	X_{CR}	CM-CR	5% L	Observation
RDC	RDC	7,337	7,466	0.129	0.72	CV
Entresol	ENTRESOL	7,338	7,466	0.128	0.72	CV
ET1	ET1	7,376	7,492	0.116	0.72	CV
ET2	ET2	7,311	7,527	0.216	0.72	CV
ET3	ET3	7,311	7,564	0.353	0.72	CV
ET4	ET4	7,313	7,601	0.288	0.72	CV
ET5	ET5	7,314	7,635	0.321	0.72	CV
ET6	ET6	7,314	7,668	0.354	0.72	CV
ET7	ET7	7,314	7,696	0.382	0.72	CV
Etage Attique	ETAGEATT	7,319	7,719	0.400	0.72	CV

Tableau.V. 5. Vérification de l'excentricité suivant x-x.

Suivant y-y :

Niveaux	Diaphragmes	Y_{CM}	Y_{CR}	CM-CR	5% L	Observation
RDC	RDC	10,299	9,58	0.719	0.905	CV
Entresol	ENTRESOL	10,328	9,597	0.731	0.905	CV
ET1	ET1	9,406	9,56	0,154	0.905	CV
ET2	ET2	9,516	9,521	0.005	0.905	CV
ET3	ET3	9,516	9,483	0.033	0.905	CV
ET4	ET4	9,523	9,448	0.075	0.905	CV
ET5	ET5	9,529	9,418	0.111	0.905	CV
ET6	ET6	9,529	9,394	0.135	0.905	CV
ET7	ET7	9,529	9,374	0.155	0.905	CV
Etage Attique	ETAGEATT	9,515	9,361	0.154	0.905	CV

Tableau.V. 6. Vérification de l'excentricité suivant y-y

On voit que les conditions sont vérifiées pour chaque étage et dans les deux sens

⇒ L'excentricité est vérifiée

V.4.3. Vérification de la participation de la masse modale (Art 4.3.4 RPA99V2003) :

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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Détermination de la participation de la masse modale

On l'a déterminé en suivant le chemin ci-dessous :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analyse results → **modal information** **Building**
Modal Information

Modal Participating Mass Ratios

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s

Puis on clique : **OK** → **OK**

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes :

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
►	1	0,931984	71,5629	0,3285	71,5629	0,3285	1,1225
	2	0,769676	0,8643	62,7075	72,4272	63,0360	6,5011
	3	0,754980	0,7769	6,9106	73,2041	69,9466	63,7640
	4	0,245679	15,6218	0,0124	88,8259	69,9589	0,0593
	5	0,178718	0,0275	0,2872	88,8534	70,2461	17,6020
	6	0,173615	0,0085	18,4884	88,8620	88,7345	0,3125
	7	0,108018	5,7706	0,0015	94,6325	88,7360	0,0105
	8	0,077079	0,0468	0,0191	94,6793	88,7551	5,9888
	9	0,072847	0,0029	6,2645	94,6822	95,0196	0,0162
	10	0,067433	0,7623	0,0064	95,4446	95,0260	0,1017
	11	0,060428	1,8700	0,0002	97,3146	95,0262	0,0623
	12	0,043287	0,0681	0,0007	97,3827	95,0269	2,0414
	13	0,042519	0,0005	2,7369	97,3833	97,7638	0,0011
	14	0,040813	1,2995	0,0012	98,6828	97,7650	0,0204
	15	0,034643	0,0823	0,0000	98,7651	97,7650	0,1050
	16	0,030385	0,3076	0,0066	99,0727	97,7715	0,6556
	17	0,029943	0,3510	0,0832	99,4237	97,8548	0,5224
	18	0,029588	0,0128	1,1948	99,4365	99,0495	0,0661
	19	0,023733	0,2715	0,0004	99,7081	99,0500	0,0581
	20	0,023341	0,0325	0,0240	99,7406	99,0740	0,5081
	21	0,022753	0,0005	0,5274	99,7411	99,6014	0,0293
	22	0,019584	0,1222	0,0004	99,8633	99,6018	0,0234
	23	0,019188	0,0107	0,0142	99,8740	99,6160	0,1988
	24	0,018620	0,0001	0,2067	99,8741	99,8227	0,0162
	25	0,017028	0,0000	0,0000	99,8741	99,8227	0,0000
	26	0,016919	0,0598	0,0003	99,9338	99,8230	0,0082
	27	0,016459	0,0041	0,0099	99,9380	99,8329	0,0726
	28	0,015961	0,0000	0,0827	99,9380	99,9156	0,0096
	29	0,015310	0,0337	0,0002	99,9717	99,9158	0,0008
	30	0,014892	0,0000	0,0000	99,9717	99,9158	0,0000
	31	0,014715	0,0000	0,0046	99,9717	99,9204	0,0295
	32	0,014479	0,0211	0,0026	99,9927	99,9231	0,0011
	33	0,014248	0,0011	0,0373	99,9939	99,9603	0,0045

Tableau.

V.7. Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.

Le nombre de mode 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 \Rightarrow **le nombre de modes de vibration retenus est de 9 modes.**

	Mode	Period	SumUX	SumUY
►	1	0,931984	71,5629	0,3285
	2	0,769676	72,4272	63,0360
	3	0,754980	73,2041	69,9466
	4	0,245679	88,8259	69,9589
	5	0,178718	88,8534	70,2461
	6	0,173615	88,8620	88,7345
	7	0,108018	94,6325	88,7360
	8	0,077079	94,6793	88,7551
	9	0,072847	94,6822	95,0196

Tableau.V.8. Nombres de modes

- Les modes de vibrations sont montrés sur le tableau :

	Mode	Period	UX	UY	RZ
►	1	0,931984	71,5629	0,3285	1,1225
	2	0,769676	0,8643	62,7075	6,5011
	3	0,754980	0,7769	6,9106	63,7640

Tableau.V.9. Vérification des vibrations des modes.

- ⇒ **1^{er} mode** : translation suivant x avec un taux de participation massique de **71.592 %**
- ⇒ **2^{ème} mode** : translation suivant y avec un taux de participation massique de **62.707%**
- ⇒ **3^{ème} mode** : rotation suivant z avec un taux de participation massique de **63.764 %**

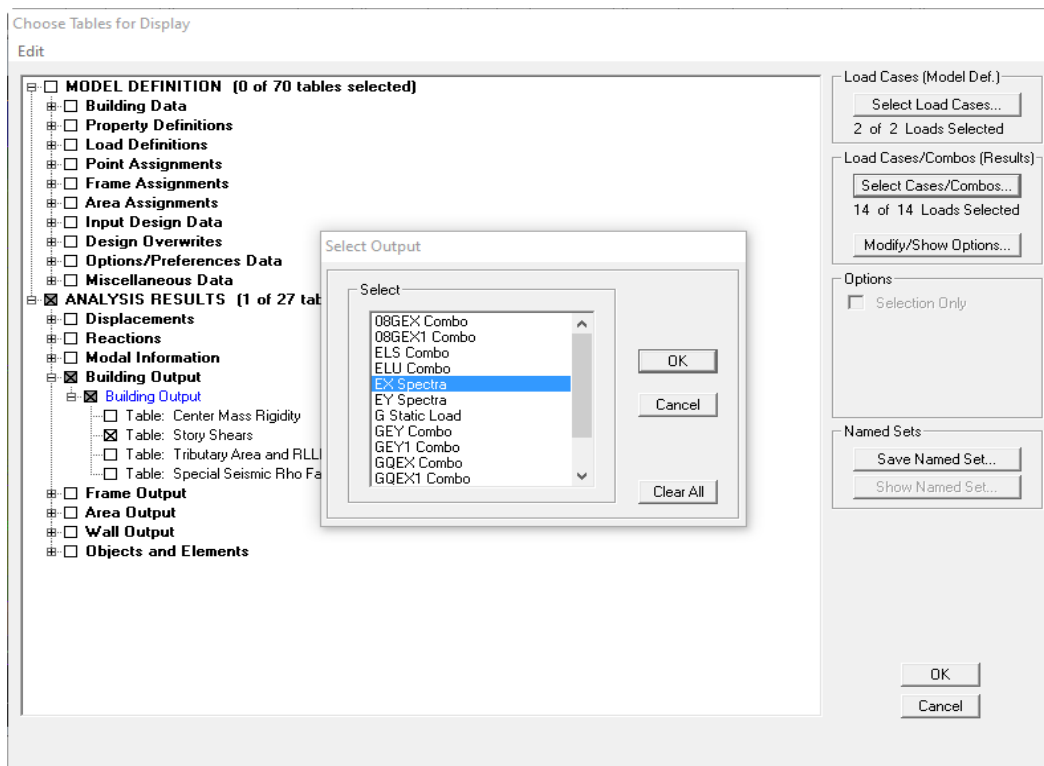
V.4.4. Justifications du système de contreventement :

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Pour déterminer les charges verticales et horizontales reprises par les voiles dans Etabs on suit les étapes ci-après :

1. les charges horizontales reprises par les voiles :

Display → **show Tables** → **select cases / combo** → **Ex spectra** → **OK**



Building output → **story shears** → **ok**

Les résultats s'afficheront comme suit :

	Story	Load	Loc	VX
►	TERRASSE	EX	Top	529,23
	TERRASSE	EX	Bottom	529,23
	ETAGE ATTIQUE	EX	Top	891,11
	ETAGE ATTIQUE	EX	Bottom	891,11
	ET7	EX	Top	1181,34
	ET7	EX	Bottom	1181,34
	ET6	EX	Top	1423,31
	ET6	EX	Bottom	1423,31
	ET5	EX	Top	1632,02
	ET5	EX	Bottom	1632,02
	ET4	EX	Top	1817,49
	ET4	EX	Bottom	1817,49
	ET3	EX	Top	1982,79
	ET3	EX	Bottom	1982,79
	ET2	EX	Top	2125,81
	ET2	EX	Bottom	2125,81
	ET1	EX	Top	2242,54
	ET1	EX	Bottom	2242,54
	ENTRESOL	EX	Top	2319,58
	ENTRESOL	EX	Bottom	2319,58
	RDC	EX	Top	2372,42
	RDC	EX	Bottom	2372,42

Edit → copy → collé dans l'Excel

On tire la somme de $V_x = 37035.28 \text{ KN}$

Select → by pier ID → on sélectionne tous les voiles longitudinales → ok

Display → show Tables → Wall Ouput → Wall Forces

→ OK

Edit → copy → collé dans l'Excel

On tire $V_2 = 30376.71 \text{ KN}$.

⇒ On tire le pourcentage des charges horizontales repris par les voiles longitudinaux

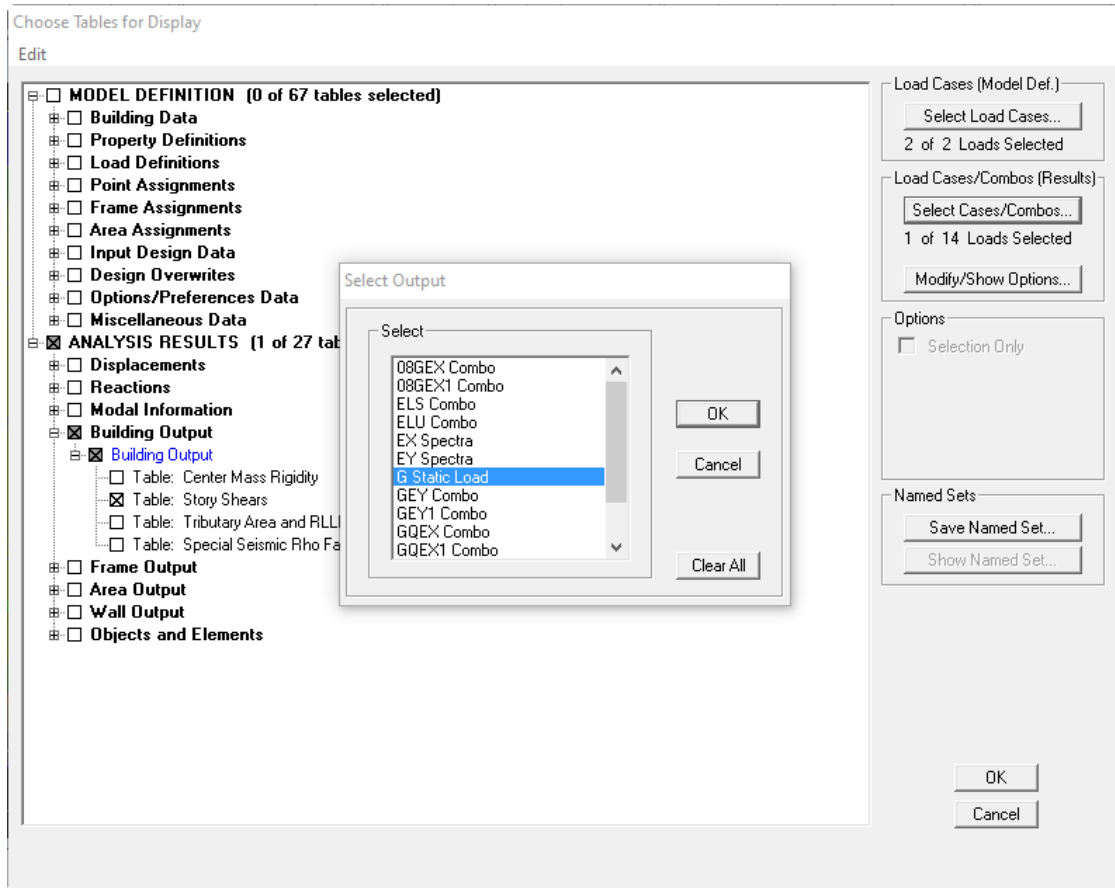
$\%VL = \frac{V_{voil}}{V_x} \times 100 = \frac{30376.71}{37035.28} \times 100 = 82 \%$ On suit les mêmes étapes pour déduire le pourcentage des charges horizontal repris par les voiles transversales il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever respectivement les valeurs $V_2 = 37555.29 \text{ KN}$ et $V_y = 41330.54 \text{ KN}$

⇒ On tire le pourcentage des charges horizontales repris par les voiles transversaux :

$$\%VT = \frac{V_{voile}}{V_y} \times 100 = \frac{37555.29}{41330.54} \times 100 = 90.86 \%$$

2. les charges verticales repris par les voiles :

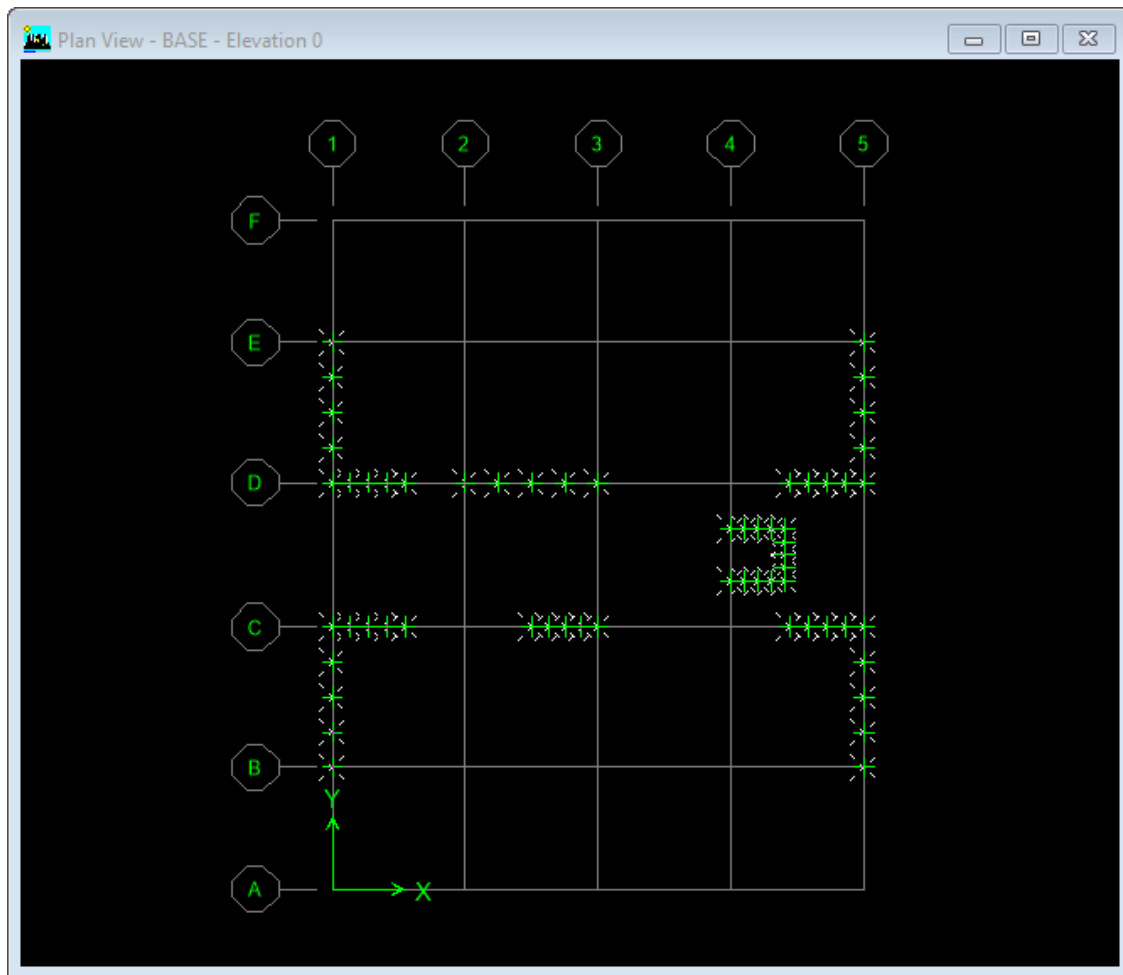
Display → show Tables → select cases / combo → poids combo → ok



Building output → story shears → ok

On tire: Le poids total de la structure $W_t = 369036.34 \text{ KN}$

A la base de la structure on sélection les nœuds des voiles sans les nœuds des Poteaux



Display → show Tables → Reactions → ok

Edit → copy → coller dans l'Excel

On tire la Somme de $F_z = 36545.37\text{KN}$

⇒ On tire le pourcentage de la charge verticale repris par des voiles :

$$\%V_{\text{voile}} = \frac{F_z}{W} \times 100 = 9.90\%$$

Conclusion :

- Le pourcentage des charges verticale repris par des voiles 9.90% est inferieur a **20%**
- Le pourcentage des charges horizontales repris par des voiles longitudinaux 82% et transversaux 90.86% est supérieure à **75%**

⇒ **R= 5 (Voir partie Etude de contreventement)**

V.4.5. Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques

R : coefficient de comportement $R = 5$

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

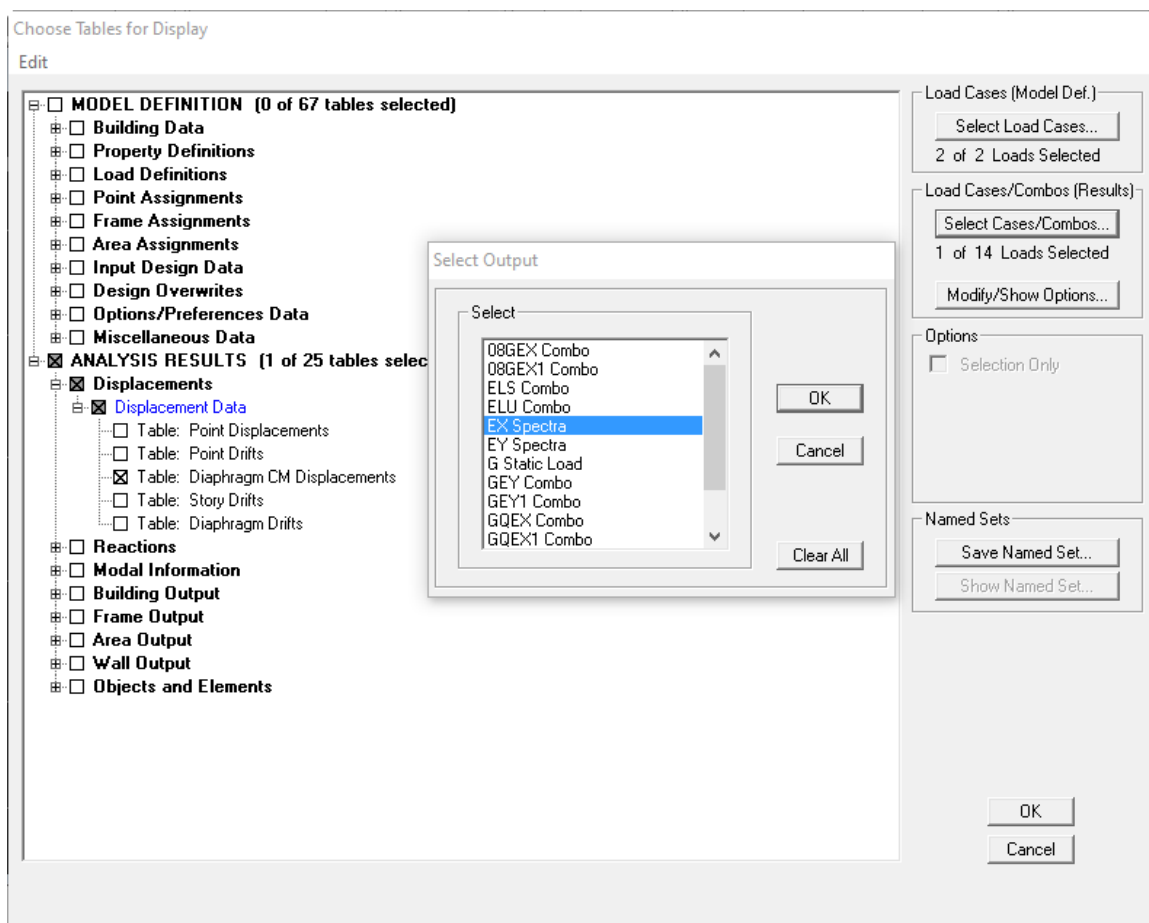
- Dans le sens longitudinal :

Display → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Analysis resultats → **Displacement Data** **table : Diaphragm CM**
displacement

Puis on définit la combinaison **Ex spectra** Puis on clique : **OK** → **OK**



Story	Diaphragme	Ux	Uy	ΔKx	ΔKy	1% He	observation
TERRASSE	TERRASSE	0,03	0,0019	0.0034	-0.002	0.351	CV
ETAGE ATTIQUE	ETAGEATT	0,0266	0,0021	- 0.0027	0.0003	0.351	CV
ET7	ET7	0,0239	0,0018	0.0029	0.0003	0.351	CV
ET6	ET6	0,021	0,0015	0.003	0.0002	0.351	CV
ET5	ET5	0,018	0,0013	0.0031	0.0003	0.351	CV
ET4	ET4	0,0149	0,001	0.0031	0.0003	0.351	CV
ET3	ET3	0,0118	0,0008	0.0031	0.0074	0.351	CV
ET2	ET2	0,0087	0,0006	0.0028	0.0003	0.351	CV
ET1	ET1	0,0059	0,0003	0.0025	0.0001	0.351	CV
ENTRESOL	ENTRESOL	0,0034	0,0002	0.002	0.0001	0.351	CV
RDC	RDC	0,0014	0,0001	0.0014	0.0001	0.351	CV

Tableau.V.10. Déplacements relatifs sous l'action Ex et Ey.

- Dans le sens transversal :

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra

D'après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifier \Rightarrow **La condition est vérifiée.**

V.4.6. Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure (RPA V.2003 /Art 4.3.6)

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base V_t 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

1. Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \times D \times q}{R} \times W \quad (\text{RPA 99 _ formule 4-1})$$

- Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le (tableau 4.1 du RPA)

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment :

$$\left. \begin{array}{l} - \text{Zone sismique : IIa} \\ - \text{Groupe d'usage : 2} \end{array} \right\} \longrightarrow \mathbf{A = 0,15}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Système de contreventement mixte constitué de voiles et de portiques **R = 5**

Q : Facteur de qualité : **1.15**

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).

Il est donné par la formule :

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

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le (Tableau 4.7 du RPA99 V2003) .

$$\mathbf{T_2(S3) = 0,5sec.}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0,7 \quad (\text{Formule 4.3 RPA99v2003}).$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance remplissages donnée par (Tableau 4.2 RPA99V2003).

On prend : $\varepsilon = 8.5\%$

D'où : $\eta = 0.82 \geq 0,7 \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

T : La période fondamentale donnée par ETABS : **T = 0.932 S**

Donc : $T_2 = 0,5\text{sec} \leq T = 0.932 \text{ s} \leq 3,0\text{sec}$

D'où : $D_x = D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0,5}{0.932}\right)^{2/3} = 1.35$

$W_t = 31353.75 \text{ KN}$: Poids total de la structure, donné par ETABS

Tableau récapitulatif des résultats :

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.15
Facteur d'amplification dynamique D	1.35
Facteur de qualité Q	1.15
Coefficient de comportement R	5
Le poids total de la structure W_t [kN]	31353.75

Tableau.V.11. Tableau récapitulatif de résultat

On remplace les valeurs des facteurs dans la formule :

$$V = \frac{0.15 \times 1.35 \times 1.15 \times 31353.75}{5} = 1460.30 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{\text{RPA}} = 1460.30 \text{ KN}$$

2. Détermination de l'effort tranchant par ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \longrightarrow **show tables** \longrightarrow **modal Information** \longrightarrow **building modal information** \longrightarrow **Response spectrum base reactions**

Puis on clique : **OK** \longrightarrow **OK**



Puis on relève les valeurs de l'effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = \text{Max } F_1 = 2372.42 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = \text{Max } F_2 = 2623.54 \text{ KN}$$

3. Vérification :

✓ Sens longitudinal :

$$V_{x\text{dyn}} = 2372.42 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 1460.30 = 1168.24 \text{ KN} \quad \longrightarrow \text{Condition vérifié}$$

✓ Sens transversal :

$$V_{y\text{dyn}} = 2623.54 \text{ KN} > 0,8V_{\text{RPA}} = 0,8 \times 1460.30 \text{ KN} = 1168.24 \text{ KN}. \quad \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V

Donc : **L'effort tranchant à la base est vérifié**

V.4.7. Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ) :

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 :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_k}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99V2003}).$$

P_K : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K ».

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K ».

Δ_K : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).

h_K : hauteur de l'étage «K».

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Niveau	pk (KN)	hk (m)	Sens x-x			Sens-y-y		
			Δk(m)	Vk(KN)	θq(m)	Δk(cm)	Vk(KN)	θq(m)
ETT	3379,99	3,06	0.0034	529,23	0,0071	-0.002	597,56	-0,0037
Etage attique	2779,29	3,06	-0.0027	891,11	-0,0028	0.0003	1009,51	0,00027
ET7	2748,87	3,06	0.0029	1181,34	0,0022	0.0003	1335,11	0,00020
ET6	2748,87	3,06	0.003	1423,31	0,0019	0.0002	1604,39	0,00011
ET5	2748,88	3,06	0.0031	1632,02	0,0017	0.0003	1833,94	0,00015
ET4	2834,93	3,06	0.0031	1817,49	0,0016	0.0003	2035,11	0,00014
ET3	2834,94	3,06	0.0031	1982,79	0,0015	0.0074	2212,09	0,0031
ET2	2834,93	3,06	0.0028	2125,81	0,0012	0.0003	2362,99	0,0001
ET1	2804,53	3,06	0.0025	2242,54	0,0010	0.0001	2485,1	0,00003
Entre sol	2561,86	3,06	0.002	2319,58	0,0007	0.0001	2565,93	0,00003
RDC	3076,66	4.5	0.0014	2372,42	0,0004	0.0001	2623,54	0,00002

Tableau.V.12. Vérification de l'effet p-Δ

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à « 0.1 » \Rightarrow L'effet p- Δ est négligeable dans les deux directions de bâtiment

V.4.8. Vérifications pour les poteaux :

Pour le cas de l'effort normal réduit dans les poteaux on doit vérifier la condition suivante :

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0,3$$

N_d : Effort normal dans les poteaux

B_c : Section du poteau

Pour déterminer l'effort normal dans les poteaux pour chaque section (zone) par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

On prend exemple pour les poteaux 45×45 (RDC, Entre sol)

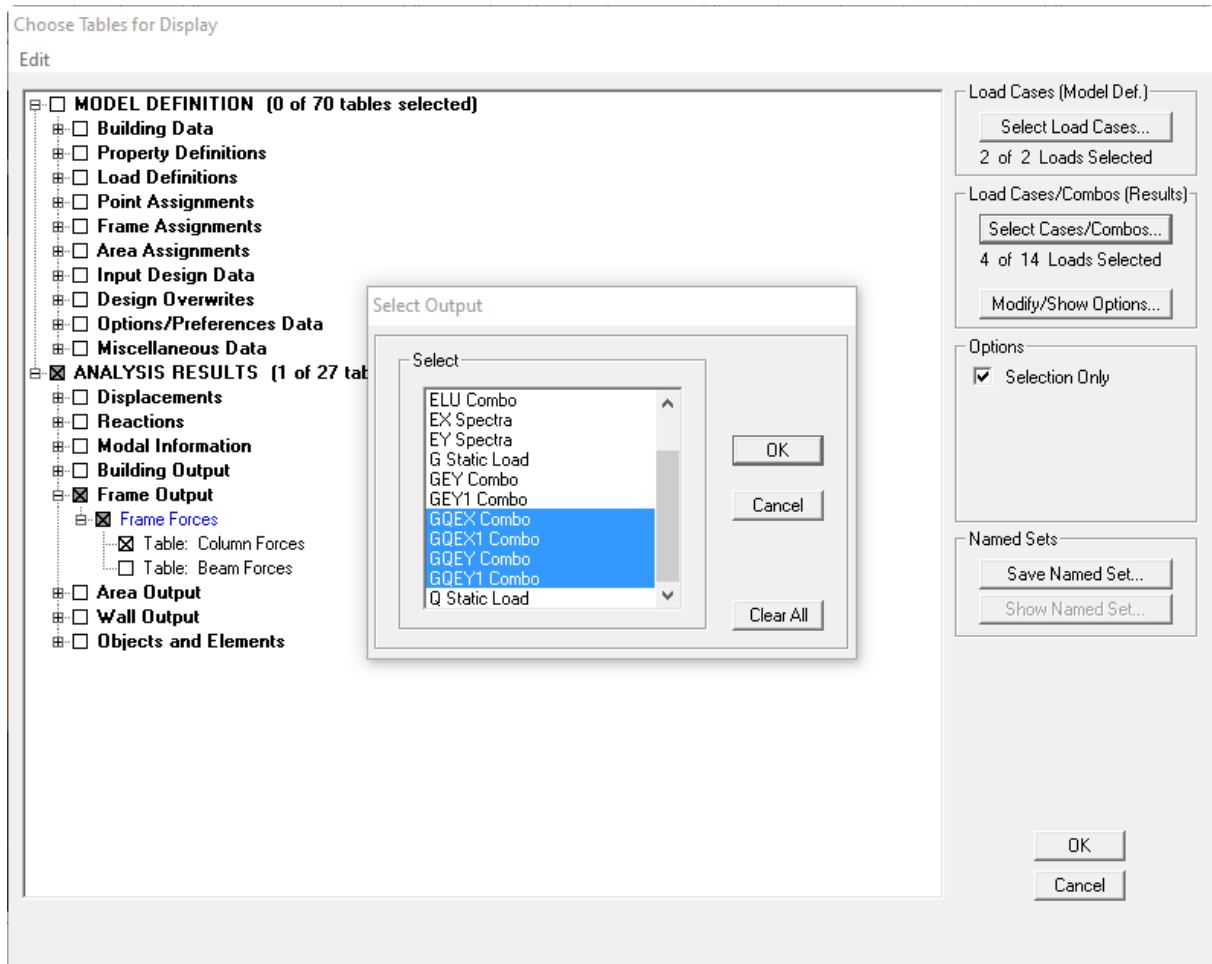
On sélectionne les poteaux qui ont la même section : **Poteau 45× 45**

Display \longrightarrow **Show Table** \longrightarrow

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

Frame Output \longrightarrow **Frame Force** \longrightarrow **Table: Colum force**

Puis on définit les combinaisons **G+Q±E** en cliquant sur : **Select cases/combos**



Puis on clique : **OK** → **OK**

Edit → **copy** → **collé dans l'Excel**

Puis on relève les valeurs de l'effort normal max tel que : $N_d = 1362.62 \text{ KN}$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1362.62 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.27 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

On procède de la manière pour les autres sections de poteaux :

✓ **Poteaux 40x40 : (1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} Etage)**

$$N_d = 1198.96 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{1198.96 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.29 \leq 0,3 \longrightarrow \text{Condition}$$

vérifiée

✓ **Poteaux 35x35 :(5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} Etage)**

$$N_d = 650.72 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{650.72 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0,21 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Poteaux 30x30 :(Etage attique)**

$$N_d = 133.27 \text{ KN}$$

$$\vartheta = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} = \frac{133.27 \times 10^3}{300 \times 300 \times 25} = 0,06 \leq 0,3 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

⇒ L'effort réduit dans tous les poteaux est vérifié

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

VI.1. Etude des poteaux

VI.1.1. Introduction

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal(N) et du moment fléchissant(M) sous les combinaisons les plus défavorables.

Le calcul se fait en tenant compte de trois types de sollicitation :

- Effort normal maximal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.
- Effort normal maximal de traction et moment correspondant

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$ ELU
- $G + Q \pm E$ RPA 2003
- $0.8 G \pm E$ RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G + Q$ ELS

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Situation	Béton			Acier nuance Fe400		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.73	1	400	400

Tableau.VI.1. Caractéristiques mécanique des matériaux.

VI.2.2. Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être en haute adhérence, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de 12[mm]
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 40$ min en zone II_a
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal sera de : 0.8% ($b \times h$) sections du poteau (zone II_a)
 - ✓ Poteau (45 × 45) $A_{min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poteau (40 × 40) $A_{min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

- ✓ Poteau (35 × 35) $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$
- ✓ Poteau (30 × 30) $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone courante sera de : 4%(Zone II_a)
 - ✓ Poteau (45 × 45) $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poteau (40 × 40) $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poteau (35 × 35) $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poteau (30 × 30) $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$
- Le pourcentage maximal en zone de recouvrement sera de : 6%(Zone II_a)
 - ✓ Poteau (45 × 45) $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poteau (40 × 40) $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poteau (35 × 35) $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$
 - ✓ Poteau (30 × 30) $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
	$A_{\min} = 0.008 (b \times h)$	Zone de recouvrement	Zone courante
		$A_{\max} = 0.006 (b \times h)$	$A_{\max} = 0.004 (b \times h)$
Poteau 45×45	16.2	121.5	81
Poteau 40×40	12.8	96	64
Poteau 35×35	9.8	73.5	49
Poteau 30×30	7.2	54	36

Tableau.IV.2. Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA

- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales (zone critique)
- La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutre proprement dit et les extrémités des barres qui les contournent.

b) Les armatures transversales (R.P.A. Version 2003, Art.7.4.2.2)

Les armatures transversales sont disposées dans le plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de la pièce et entourant les armatures longitudinales en formant une ceinture de manière à empêcher le mouvement de celles-ci vers la paroi.

Par conséquent, Si dans une section carrée, ou rectangulaire, il existe des armatures longitudinales en dehors des angles, il est nécessaire de les relier par des épingles ou des étriers, pour empêcher tout mouvement de ces armatures.

- Le diamètre des armatures transversales ϕ_t doit être égale au moins :

$$\Phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\min}$$

Avec : ϕ_L le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

- L'espacement des armatures transversales doit être au plus égal à :

$$\begin{aligned} S_t &\leq \text{Min}(10\phi_L^{\min}, 15\text{cm}) && \text{en zone nodale} \\ S_t &\leq 15\phi_L^{\min} && \text{en zone courante} \end{aligned} \longrightarrow (RPA99 \text{ révisée } 2003)$$

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

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e} \longrightarrow (RPA99 \text{ révisée } 2003/\text{Art}7.4.2.2)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la section brute

V_u : Effort tranchant du calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

A_t : armatures transversales.

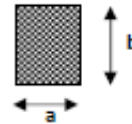
S_t : espacement des armatures transversales.

λ_g : Elancement géométrique du poteau

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

\Rightarrow Calcul de l'élancement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \left\{ \frac{I_f}{a} ; \frac{I_f}{b} \right\}$$



a, b : Dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

\Rightarrow Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisée 2003/Art7.4.22)

La quantité d'armatures transversales minimale en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3\%$$

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 min.

VI.1.3. Calcul des armatures longitudinales à ELU

Chaque poteau est soumis à un effort normal N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

a) Ferraillage d'une section rectangulaire a la flexion composée :

⇒ Calcul du centre de pression :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} \Rightarrow \text{Deux cas peuvent se présenter}$$

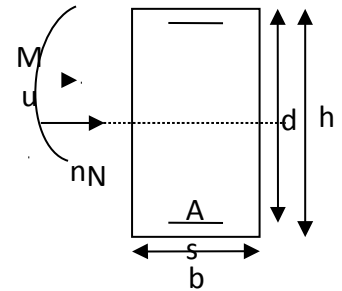
1) Section partiellement comprimée : (S.P.C)

La section est partiellement comprimée si Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} > \frac{h}{2} - c$$

$$N_u (d-c) - M_f \leq (0.337 - 0.81 \frac{C}{h}) b h^2 f_{bc}$$

Avec : $M_f = M_u + N_u (\frac{h}{2} - c) \rightarrow$ Moment fictif



Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

⇒ Calcul des armatures :

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}}$$

Si $\mu_b < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ la section est simplement armée SSA

$$\mu \rightarrow \beta$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle est : $A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s}$

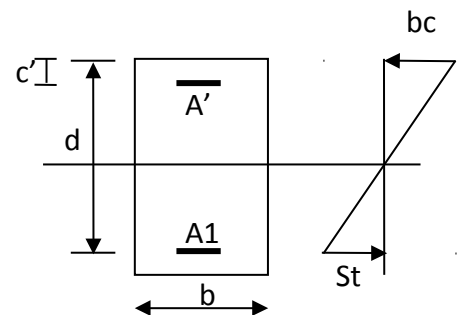


Fig.VI.1. Section d'un poteau

Si $\mu_b > \mu_l \Rightarrow$ la section est doublement armée SDA, donc il faut calculer A_1 et A_1'

On calcule : $M_r = \mu_b b d^2 f_{bu}$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A'_s = A' \quad , \quad A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

La section réelle d'armature est

2) Section entièrement comprimée : (S.E.C)

La section est entièrement comprimée si la condition suivante est vérifiée :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \frac{h}{2} - c$$

- Si

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si : } N_u (d - c) - M_f \geq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

⇒ Donc la section a besoin d'armatures comprimées.

$$A_{\text{sup}} = \frac{M_f - (d - 0.5h) b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s (d - c)}$$

$$A_{\text{inf}} = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} - A_{\text{sup}}$$

$$\text{Si : } (0.337h - 0.81c) b h^2 f_{bc} < N_u (d - c) - M_f < (0.5 - \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

⇒ La section n'a pas besoin d'armatures comprimées

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{\sigma_s} \quad \text{Et } A_s = 0$$

$$\Psi = \frac{0.357 + \frac{N_u (d - c') - M}{b \cdot h^2 \cdot f_{bc}}}{0.857 - \frac{c'}{h}}$$

Si $e_u = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de

stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - \beta f_{bc}}{\sigma_s}$

Avec :

B : Aire de la section du béton seul.

σ_s : Contrainte de l'acier.

Remarque : Le ferraillage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il possible d'adopter le même ferraillage pour certains niveaux.

Zone I : RDC, Entresol.

Zone II : Du 1^{er} au 4^{eme} étage.

Zone III : Du 5^{eme} à l'étage attique.

Zone IV : Terrasse.

b) Calcul du ferrailage des poteaux :

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Section	Sollicitations	Combinaisons	N[KN]	M[KN.m]
RDC, Entresol	(45x45)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	Courante	-1645.42	5.833
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	Accidentelle	135.39	10.417
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	Accidentelle	-332.96	59.871
1,2,3,4	(40x40)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	Courante	-1450.5	1.45
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	Accidentelle	79.88	35.206
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	Accidentelle	-189.67	74.101
5,6,7 étage attique	(35x35)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	Courante	-783.11	-1.974
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	Accidentelle	22.79	0.312
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	Accidentelle	-84.36	63.444
Terrasse	(30x30)	$N^{\max} - M^{\text{corres}}$	Courante	-169.22	-2.125
		$N^{\min} - M^{\text{corres}}$	Accidentelle	-15.53	24.698
		$N^{\text{corres}} - M^{\max}$	Accidentelle	-47.84	44.124

Tableau.VI.3. Efforts internes dans les poteaux.

Exemple calcul manuelle :

Poteau 45x45 :

$M_u = 5.833 \text{ KN.m}$ et $N_u = 1645.42 \text{ KN}$

$N \Rightarrow$ effort de compression

➤ L'excentricité : $e_u = \frac{M_u}{N_u}$ et $e_u \geq \frac{h}{2} - i_c$

$$e_u = \frac{5.833 \times 10^2}{1645.42} = 0.35 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{e_u} \right\} \quad e_u < \frac{h}{2} - c \quad \text{la section est entièrement comprimée SEC}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{45}{2} - 2.5 = 20 \text{ cm}$$

$$N_u (d-c) - M_f \quad \text{Avec : } M_f + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{Et } d = h - c = 0,45 - 0,025 = 0,425 \text{ m}$$

➤ **Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 5,833 + 1645,42 \left(\frac{0,45}{2} - 0,025 \right)$$

$$M_f = 334,92 \text{ KN.m}$$

$$\longrightarrow N_u (d-c) - M_f = 1645,42 (0,425 - 0,025) - 334,92 = 323,25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Et : } \left(0,5 \frac{-c}{h} \right) b h^2 = \left(0,5 \frac{-0,025}{0,45} \right) \times 0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3 = 575,1 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc : } N_u (d-c) - M_f = 323,25 \text{ KN.m} < \left(0,5 \frac{-c}{h} \right) b h^2 f_{bc} = 575,1 \text{ KN.m} \longrightarrow \text{S.S.A}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$A'_s = \frac{N_u - 100 \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } A'_s = 0$$

$$\text{Avec : } \frac{0,357 + \frac{N(d-c) - M_f}{b h^2 f_{bc}}}{0,857 - \frac{c}{h}}$$

$$\text{Donc : } \frac{0,357 + \frac{1645,42 (0,425 - 0,025) - 334,92}{0,45 \times 0,45^2 \times 14,2 \times 10^3}}{0,857 - \frac{0,025}{0,45}} = 0,75$$

$$\longrightarrow A_s = -0,0357 \text{ cm}^2 = 0$$

Le ferraillage des poteaux est fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC».

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivant :

Niveau	N(KN)	M(KN.m)	Section (cm ²)	Excentricité (Cm)	Observation	A's (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{adopt}	Choix des barres
RDC, Entresol	-1645.42	5.833	45x45	0.35	SEC	00	00	16.2	20.6	4HA20+4 HA16
	135.39	10.417		0.08	SEC	00	00			
	-332.96	59.871		0.18	SEC	00	00			
1,2,3,4	-1450.5	1.45	40x40	0.1	SEC	00	00	12.8	16.8	8HA16
	79.88	35.206		44.07	SPC	00	1.6			
	-124.19	87.101		70.14	SPC	00	8.81			
5,6,7,Etage attique	-783.11	-1.974	35x35	0.25	SEC	00	00	9.8	14.2	4HA16+4 HA14
	22.79	0.312		1.37	SEC	00	00			
	-84.36	63.444		75.20	SPC	00	7.17			
Terrasse	-169.22	-2.125	30x30	1.26	SEC	00	00	7.2	11.67	4HA14+4 HA12
	-15.53	24.698		159.03	SPC	00	2.92			
	-47.84	44.124		92.23	SPC	00	5.64			

Tableau VI.4. Calcul des sections de poteaux.

Remarque : les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires.

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage
45×45	16.2	20.6	4HA20+4HA16
40×40	12.8	16.8	4HA16+4HA16
35×35	9.8	14.2	4HA16+4HA14
30×30	7.2	11.67	4HA14+4HA12

Tableau.VI.5. Choix des armatures longitudinales.

VI.1.4. Vérification à ELU

a) Armatures transversales :

– Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de : **40 ϕ en zone II_a**

Pour le $\phi 20 = l_R = 40 \phi_l = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$

Pour le $\phi 16 = l_R = 40 \phi_l = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$

Pour le $\phi 14 = l_R = 40 \phi_l = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$

Pour le $\phi 12 = l_R = 40 \phi_l = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

– Espacement des armatures transversales : (Art 7.4.2.2RPA99 version 2003)

La valeur maximum de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi, 15 \text{ cm}) = \min(12, 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l^{\min}\right\} = \min\left\{\frac{30}{2}; \frac{30}{2}; 10 \times 1.2\right\}$$

$$S_t \leq \min\{15; 15; 12\} = 15 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante.

– La section d'armatures transversales : (Art 7.4.2.2RPA 99 version 2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times T_u}{h_1 \times f_e}$$

t : Espacement des armatures transversales

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Calcul de λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{L_f}{b} \quad \text{Avec : } a=b$$

✓ **Poteaux 45x45 : (RDC)**

Avec : L_f : longueur de flambement $\Rightarrow L_f = 0.70h_e$

h_e : hauteur d'étage : 4.5 m

$$L_f = 0.70 \times 450 = 315 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{315}{45} = 7$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Donc le coefficient ρ_a sera pris égal à 2.50.

La section d'armature transversal égal à $A_t = 3.01 \text{ cm}^2$.

V_u : L'effort tranchant max $V_u = 54.24 \text{ kN}$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times S_t$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale :

$S_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante :

Section	Etage	Hauteur	Elancement géométrique λ_g	Coefficient correcteur ρ_a	A_t^{\min} Zone nodale	A_t^{\min} Zone courante	$A_{\text{adoptée}}$ (cm^2)
45x45	RDC	450	7	2.5	1.35	2.025	3.14
	Entresol	306	4.76	3.75	2.61	3.915	4.52
40x40	1,2,3,4	306	5.35	2.5	1.2	1.8	2.01
35x35	5,6,7 étage attique	306	6.12	2.5	1.05	1.58	2.01
30x30	Terrasse	306	7.14	2.5	0.9	1.25	2.01

Tableau.VI.6. Sections des armatures transversales.

– **Délimitation de la zone nodale :** (Art 7.4.2.2 de RPA 99 modifiée 2003)

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau et les extrémités des barres.

Dans le poteau la zone se calcule comme suit :

$$\Rightarrow h' = \max \left(\frac{h_e}{6} h_1; b_1; 60 \right)$$

Avec : h_1 et b_1 : Dimensions du poteau
 h_e : hauteur entre nus des poutres

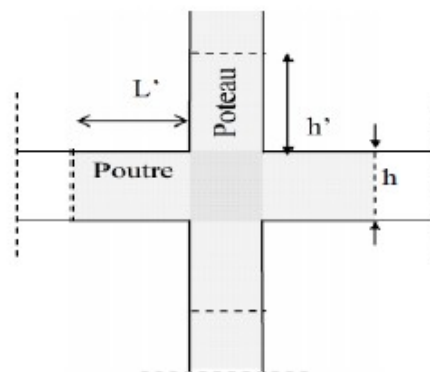


Fig.VI.2. Délimitation de la zone nodale.

Poteau	$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; h_1; b_1; 60 \right)$	
RDC (45×45)	$h' = \max (69.16 ; 45; 45; 60)$	$h' = 69.16 \text{ cm}$
RDC, Entresol (45×45)	$h' = \max (45.16 ; 45; 45; 60)$	$h' = 60 \text{ cm}$
1,2,3,4 (40×40)	$h' = \max (45.16 ; 40 ; 40 ; 60)$	$h' = 60 \text{ cm}$
5,6,7, Etage attique (35×35)	$h' = \max (45.16 ; 35; 35; 60)$	$h' = 60 \text{ cm}$
Terrasse (30×30)	$h' = \max (45.16 ; 30; 30; 60)$	$h' = 60 \text{ cm}$

Tableau.VI.7. Délimitation de la zone nodale.

Remarque : Le cadre d'armature transversale doit être disposé à 5 cm au plus du nus d'appui.

b) Vérification au cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 version 2003)

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\text{On a : } \begin{cases} \tau = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} < \dot{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} \\ \rho_d = 0.075 \quad \text{Si } \lambda_g > 5 \\ \rho_d = 0.040 \quad \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \dot{\tau}_u = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \dot{\tau}_u = 0.040 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

Section	Etage	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	$\dot{\tau}_u$ (MPa)	Observatio
---------	-------	--------	------------	--------------	----------------------	------------

						n
45×45	RDC	42.5	54.24	0.29	1.875	CV
	Entresol	42.5	54.24	0.29	1	CV
40×40	1,2,3,4	37.5	67.97	0.45	1.875	CV
35×35	5,6,7,étage attique	32.5	48.31	0.42	1.875	CV
30×30	Terrasse	27.5	33.72	0.41	1.875	CV

Tableau.VI.8. Vérification du cisaillement.

VI.7. Vérification à ELS

a) Condition de non fragilité :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455 d}{e_s - 0.185 d} \right)$$

Les résultats sont donnés par les tableaux suivants :

Niveau	section	Sollicitations	Ns(KN)	Ms(KN.m)	es (cm)	Ami n	Aadopt ee	Observation
RDC, Entresol	45x45	Nmax-Mcors	-1191.51	0.22	0.02	2.3	20.6	CV
		Nmin-Mcors	-324.32	-2.343	0.72	6.44	20.6	CV
		Ncors-Mmax	-462.47	23.486	5	11.5	20.6	CV
1,2,3,4	40x40	Nmax-Mcors	-1049.3	1.07	0.1	4.49	16.8	CV
		Nmin-Mcors	-179.17	-4.251	2.4	5.85	16.8	CV
		Ncors-Mmax	-234.96	25.737	10.9	1.45	16.8	CV
5,6,7, Etage attique	35x35	Nmax-Mcors	-567.1	-1.478	0.26	3.47	14.2	CV
		Nmin-Mcors	-28.8	7.157	25	0.74	14.2	CV
		Ncors-Mmax	-65.21	25.03	39	1	14.2	CV
Terrasse	30x30	Nmax-Mcors	-123.62	-1.593	13	3.86	11.67	CV
		Nmin-Mcors	-43.05	-8.834	21	0.52	11.67	CV
		Ncors-Mmax	-53.13	17.427	33	0.72	11.67	CV

Tableau.VI.9. Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des contraintes à ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91A.4.5.2})$$

Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

Avec : N_s : Effort de compression à l'ELS

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

– **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre : $y_1 = y_2 + l_c$

Avec : y_1 : La distance entre l'axe neutre à ELS et la fibre la plus comprimée.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à ELS et le centre de pression C_p .

l_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenue avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Tel que :
$$p = -3lc^2 - \frac{90 A'_s}{b} (lc - c') + \frac{90 A_s}{b} (d - lc)$$

$$q = -2lc^3 - \frac{90 A'_s}{b} (lc - c')^2 + \frac{90 A_s}{b} (d - lc)^2$$

$$lc = \frac{h}{2} - e$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 - c')^2 \right]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

– **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcule l'aire de la section homogène totale : $S = bh + (A_s + A'_s)$

On détermine la position du centre de gravité qui est situé à une distance X_G au-dessus du CDG géométrique :

On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s (0.5h - d' - X_G)^2 + A_s (d - 0.5h + X_G)^2 \right]$$

Les contraintes dans le béton valent :

$$\sigma_{sup} = \left(\frac{N_s}{S} + \frac{N_{ser}(es - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque $\sigma_{b1} > \sigma_{b2} \Rightarrow$
donc il suffit de vérifier que

$$\sigma_{inf} = \left(\frac{N_s}{S} - \frac{N_{ser}(es - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{b1} < \bar{\sigma}_b$$

– **Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

Les résultats sont donnés par les Tableau.VI.10 suivants.

Niveau	section	sollicitation	Ns(KN)	Ms(KN.m)	es (cm)	h/6 (cm)	Obs	Asc=Asc'	σ_{bc}^{sup} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
RDC, Entresol	45x45	Nmax-Mcors	-1191.51	0.22	0.02	7.5	SEC	8.29	5.25	15	CV
		Nmin-Mcors	-324.32	-2.343	0.72	7.5	SEC	8.29	1.55	15	CV
		Ncors-Mmax	-462.47	23.486	5	7.5	SEC	8.29	3.23	15	CV
1,2,3,4	40x40	Nmax-Mcors	-1049.3	1.07	0.1	6.67	SEC	6.03	5.97	15	CV
		Nmin-Mcors	-179.17	-4.251	2.4	6.67	SEC	6.03	1.32	15	CV
		Ncors-Mmax	-234.96	25.737	10.9	6.67	SPC	6.03	3.34	15	CV
5,6,7, étage attique	35x35	Nmax-Mcors	-567.1	-1.478	0.26	5.30	SEC	5.56	4.23	15	CV
		Nmin-Mcors	-28.8	7.157	25	5.30	SPC	5.56	1.24	15	CV
		Ncors-Mmax	-65.21	25.03	39	5.30	SPC	5.56	4.23	15	CV
Terrasse	30x30	Nmax-Mcors	-123.62	-1.593	13	5	SPC	4.21	1.48	15	CV
		Nmin-Mcors	-43.05	-8.834	21	5	SPC	4.21	2.46	15	CV
		Ncors-Mmax	-53.13	17.427	33	5	SPC	4.21	4.74	15	CV

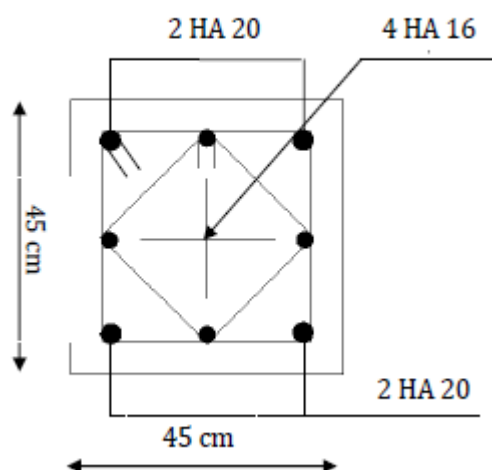
Tableau.VI.10. Vérification des contraintes à ELS.

Conclusion :

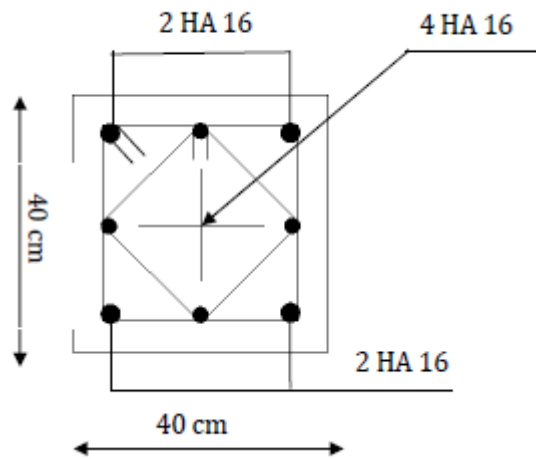
Le ferrailage des différents poteaux se fera suivant la section minimale d'armatures $A_{s_{min}}$ correspondantes recommandée par le règlement « **RPA.99-V 2003** » en zone **II_a**.

Section des poteaux (cm ²)	Armature longitudinales	Armatures transversales	Espaceement des barres transversales (cm)	
45×45	4HA20+4HA16	RDC : 4HA10=3.14	Zone nodale	10
		Entresol : 4HA12=4.52	Zone courante	15
40×40	4HA16+4HA16	4HA8=2.01	Zone nodale	10
			Zone courante	15
35×35	4HA16+4HA14	4HA8=2.01	Zone nodale	10
			Zone courante	15
30×30	4HA14+4HA12	4HA8=2.01	Zone nodale	10
			Zone courante	15

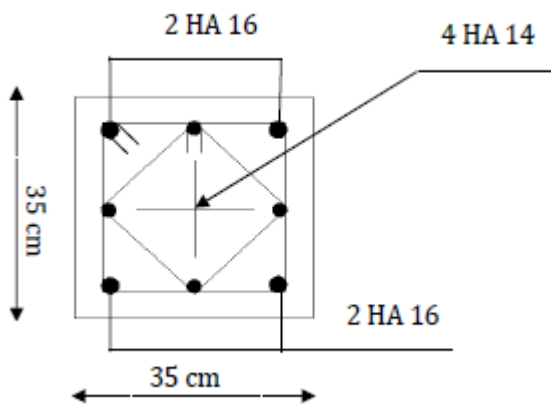
Tableau.VI.11. Récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Ferrailages des poteaux :

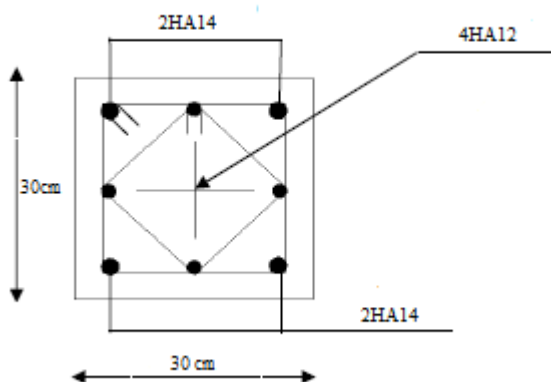
Ferrailage des poteaux 45×45



Ferraillage des poteaux 40×40



Ferraillage des poteaux 35×35



Ferraillage des poteaux 30×30

VI.2. Etude des poutres

VI.2.1. Introduction

Les poutres sont en flexion simple, leur ferrailage se fera en fonction des efforts calculés par logiciel **ETABS**.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1.35 G + 1.5 Q$ ELU
- $G + Q \pm E$ RPA 2003
- $0.8 G \pm E$ RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS

- $G + Q$ ELS

VI.2.2. Recommandations du RPA99/Version 2003

a) Armatures longitudinales : (Art 7.5.2.1 RPA 99/version 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 est de :
 - **4 %** en zone courante
 - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

	0.5% bh	4%bh	6%bh
Poutre principale (30× 40)	6	48	72
Poutre secondaire (30 × 35)	5.25	42	63

Tableau.VI.12. Section d'armatures longitudinales

- La longueur minimale des recouvrements est de : $40\varnothing$ en zone II;
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, est effectué au niveau des poteaux de rive, il est fait avec des crochets d'angle droit (**90°**).

b) Armatures transversales : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\text{Dans la zone nodale et en travée} \Rightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing \right)$$

En dehors de la zone nodale $\Rightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

\emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

VI.2.3. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU

- **Poutre principale : (30x40)**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{81.808 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14,2} = 0,136 < \mu_l = 0,392 \text{ S. S. A} \Rightarrow \beta = 0,927$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{81.808 \times 10^3}{0,953 \times 37.5 \times 348} = 6.577 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{77.964 \times 10^3}{30 \times 37.5^2 \times 14,2} = 0,086 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A} \Rightarrow \beta = 0,955$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{77.964 \times 10^3}{0,955 \times 37.5 \times 348} = 6.23 \text{ cm}^2$$

- **Poutre secondaires : (30x35)**

- **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{109.617 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14,2} = 0,244 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A} \Rightarrow \beta = 0,858$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{109.617 \times 10^3}{0,858 \times 32.5 \times 348} = 11.33 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{199.97 \times 10^3}{30 \times 32.5^2 \times 14,2} = 0,29 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A} \Rightarrow \beta = 0,824$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{199.97 \times 10^3}{0,824 \times 32.5 \times 348} = 18.66 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est résumé dans les tableaux suivants ci-dessous :

- Poutre principales (30×40) :

	M_{\max} (KN.m)	μ_b	obs	b	A_{st}	A_{\min}	Ferrailage	$A_{adoptée}$ (cm ²)
En travée	81.808	0.136	SSA	0,927	6.57	6	3HA20	9.42
Aux appuis	77.964	0.068	SSA	0,955	6.23	6	3HA12+3HA12	6.78

Tableau.VI.13. Ferrailage des poutres principales

- Poutres secondaires (30×35) :

p b u		M_{\max} (KN.m)	μ_b	obs	b	A_{st}	A_{\min}	Ferrailage	$A_{adoptée}$ (Cm ²)	Ta lea .VI 14.
•	En travée	73.327	0,164	SSA	0,910	7.12	5.25	3HA20	9.42	
	Aux appuis	55.074	55.074	SSA	0,935	5.21	5.25	3HA12+3HA12	6.78	

Ferrailage des poutres secondaires.

VI.2.4. Vérifications à l'ELU

a) Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Poutres		A_{st}	A_{\min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	9.42	6	CV
	Aux appuis	6.78		CV
Poutres secondaires	En travée	9.42	5.25	CV
	Aux appuis	6.78		CV

Tableau.VI.15. Vérifications des armatures longitudinales à l'ELU

⇒ Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA

b) Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

	Calcul de l'espacement $S_t(\text{cm})$			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage $[\text{cm}^2]$
Poutre principale	Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\varnothing)$	Min [10;24]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,35	
Poutre secondaire	Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\varnothing)$	Min [10;24]	$S_t = 10$	0,9	4HA8=2,01
	Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 20 \text{ cm}$	$S_t = 15$	1,35	

Tableau.VI.16. Vérifications des armatures transversales à ELU

c) Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \hat{\tau}_u \text{ Avec : } T_u^{\max} = \text{Effort tranchant max à l'ELU;}$$

$$\hat{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = \min(0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa})$$

$$\hat{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\hat{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	T_{\max}	124.94	30	37.5	1.11	3,33	Condition vérifiée

Secondaires	T_{\max}	46.34	30	32.5	2.25	3,33	Condition vérifiée
--------------------	------------	-------	----	------	------	------	--------------------

Tableau.VI.17. Vérification au cisaillement.

d) Influence de l'effort tranchant

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

On se doit de vérifier la relation : $T_u^{\max} \leq \dot{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	f _{c28} (MPa)	\dot{T}_u (KN)	Observation
Principales	T _{max}	124.97	30	37.5	25	675	Condition vérifiée
Secondaires	T _{max}	46.34	30	32.5	25	585	Condition vérifiée

Tableau.VI.18. Influence de l'effort tranchant sur le béton.

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

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] \text{ Avec : } M_u \text{ en valeur algébrique.}$$

$$\text{Si: } \left[T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

$$\text{-Pour les poutres principales: } T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 124.94 - \frac{81.808}{0.9 \times 0.375} = -117.45 < 0$$

$$\text{-Pour les poutres secondaires : } T_u - \frac{M_u}{0.9 \times d} = 46.34 - \frac{55.074}{0.9 \times 0.325} = -141.95 < 0$$

\Rightarrow Donc aucune vérification n'est nécessaire.

e) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL : (Art A.6.1.3)

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \tau'_{se}$

Avec : $\tau'_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

– **Poutres principales :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 2 + 3 \times 1,4 \times 3,14 = 32,03 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{124,97 \times 10^3}{0,9 \times 375 \times 320,3} = 1,15 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 1,15 \text{ MPa} < \tau'_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

– **Poutres Secondaires :**

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3 \times 3,14 \times 2 + 3 \times 1,4 \times 3,14 = 32,03 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{46,34 \times 10^3}{0,9 \times 325 \times 320,3} = 0,49 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{se} = 0,49 \text{ MPa} < \tau'_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

f) Ancrage des armatures BAEL : (Art A.6.1.22)

Longueur de scellement : $l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{se}}$ avec: $\tau_{se} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} \quad \psi_s^2 = (1,5)^2$$

- Pour les \varnothing_{20} : $L_s = 70,54 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{12} : $L_s = 49,3 \text{ cm}$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égales à : $0,4 l_s$ pour les aciers HA.

- Pour les \varnothing_{20} : $L_a = 28,216 \text{ cm}$
- Pour les \varnothing_{12} : $L_a = 19,752 \text{ cm}$

VI.2.5. Vérifications à L'ELS

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale BAEL (Art A.4.2.1)

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$

Avec: $A_{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$ et : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

		A_{st}	A_{min}	Vérifications
Poutres principales	En travée	9.42	1.358	CV
	Aux appuis	6.78	1.358	CV
Poutres secondaires	En travée	9.42	1.177	CV
	Aux appuis	6.78	1.177	CV

Tableau.VI.19. Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

b) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5]

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle ETABS: $\dot{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

- Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,90}{500} = 0,0078 m \Rightarrow f_{ETABS} = 0,000462 m < \dot{f} = 0,0078 m \Rightarrow C.V \\ f_{ETABS} = 0,02 m \end{array} \right.$$

- Poutres secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{f} = \frac{l}{500} = \frac{3,6}{500} = 0,0072 m \Rightarrow f_{ETABS} = 0,000078 m < \dot{f} = 0,0072 m \Rightarrow C.V \\ f_{ETABS} = m \end{array} \right.$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

d) Vérification des contraintes :**• Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd} \Rightarrow \left\{ \frac{K_1}{\beta_1} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Poutres		Moments (KN.m)		combinaison
Poutres principales	Travée	M _{st}	-46.92	ELS
	Appuis	M _{sa}	-39.623	ELS
Poutres secondaires	Travée	M _{st}	-13.255	ELS
	Appuis	M _{sa}	-25.988	ELS

Tableau.VI.20. Moments à ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres		Moments ELS	ρ	β_1	K_1	A _{st} (cm ²)	d (cm)	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	obs	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs
P P	Travée	-46.92	0.831	0.870	23.46	9.42	37.5	152.67	348	CV	6.5	15	CV
	Appuis	-39.623	0.606	0.885	28.48	6.78	37.5	176.09	348	CV	6.18	15	CV
P S	Travée	-13.255	0.966	0.862	21.37	9.42	32.5	22.19	348	CV	1.04	15	CV
	Appuis	-25.988	0.69	0.879	26.32	6.78	32.5	60.15	348	CV	2.86	15	CV

Tableau.VI.21. Vérifications des contraintes à ELS.

Conclusion :

Le ferrailage des poutres est le suivant :

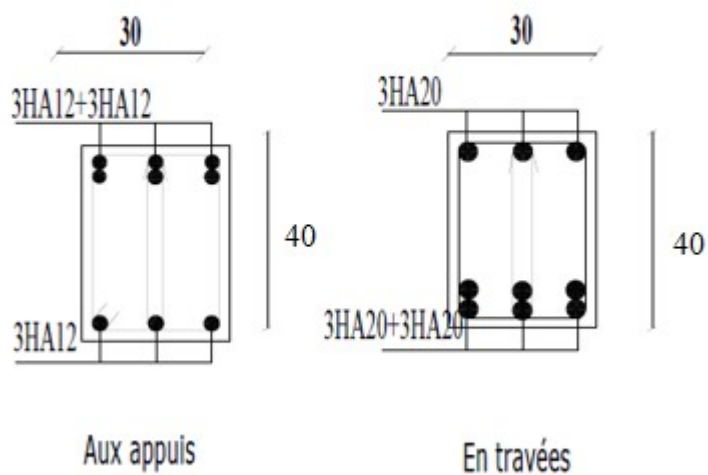
Poutres	Armatures longitudinales		Armatures transversales	
	En travée	Aux appuis	Zone courante	Zone nodale
Poutres principales	3HA20	3HA12+3HA1	Cadre+Etrier	Cadre+Etrier

		2	HA8	HA8
Poutres secondaires	3HA20	3HA12+3HA1 2	Cadre+Etrier HA8	Cadre+Etrier HA8

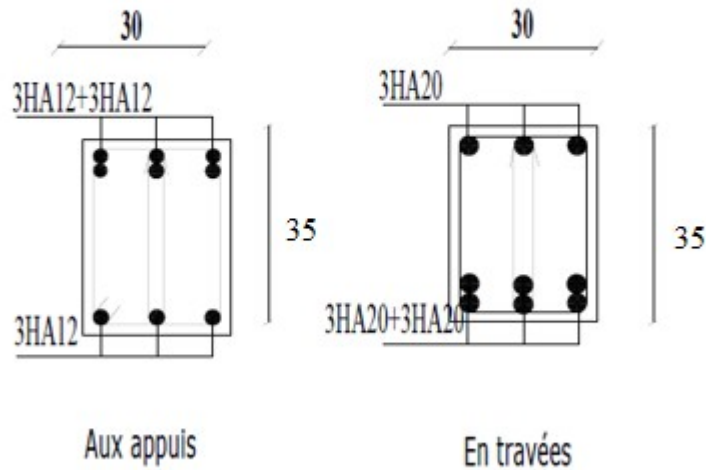
Tableau.VI.22. Récapitulatif du ferrailage des poutres.

Ferrailage des poutres principales et secondaires :

♦ Poutres principales :



♦ Poutres secondaires :



VI.3. Etude des voiles

VI.3.1. Introduction

Les voiles sont des éléments structuraux de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux (02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

Zone I : RDC/ Entresol (45x45)

Zone II : 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} étage (40x40)

Zone III : 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème} et étage attique (35x35)

Zone IV : Terrasse (30x30)

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

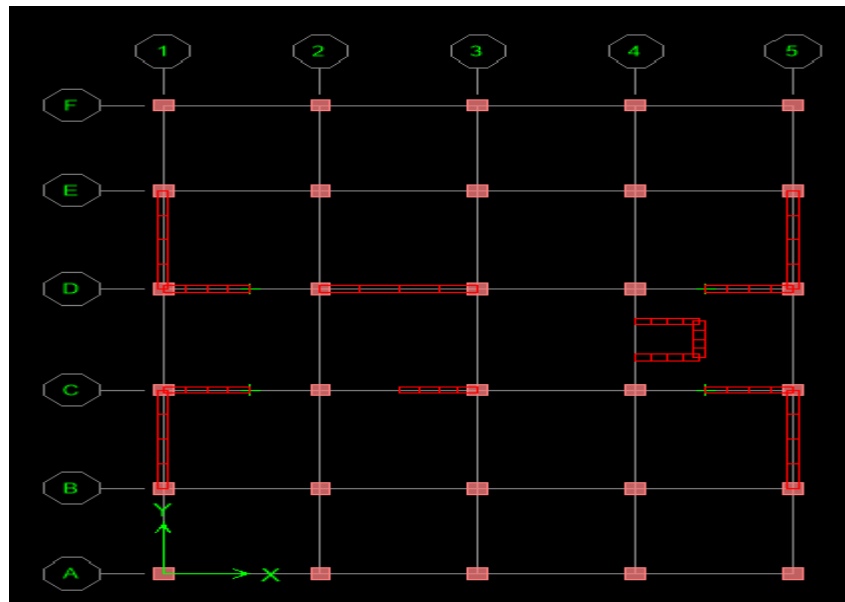


Fig.VI.3. Dispositions des voiles dans notre projet.

✓ Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'action à prendre en considération pour le ferrailage des voiles sont :

- 1.35G+1.5Q ELU
- G+Q±E RPA 2003
- 0.8G±E RPA 2003

VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M), en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

B : section du béton.

I : moment d'inertie du trumeau.

V et V': bras de levier, $V=V' = L \text{ voile} / 2$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} l_c \right)$$

h_e : hauteur entre nus du planchers du voile considéré

l_c : la longueur de la zone comprimée

l_t : longueur tendue = $L - l_c$

VI.3.3. Déterminations des armatures

a) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Tableau.VI.23. Calcul des armatures transversales.

Avec :

e : épaisseur du voile

b : section du tronçon considéré ;

d : la longueur de la bande sur laquelle se fera le ferrailage

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400 \text{ MPa; } f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348 \text{ MPa; } f_{bc} = 14,20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

σ_{max} : La contrainte la plus défavorable max

σ_{min} : Contrainte la plus défavorable min

- Les armatures verticales du dernier niveau doivent comporter des crochets à la partie supérieure, la jonction des armatures des autres niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochets).
- On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance ($L/10$) de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

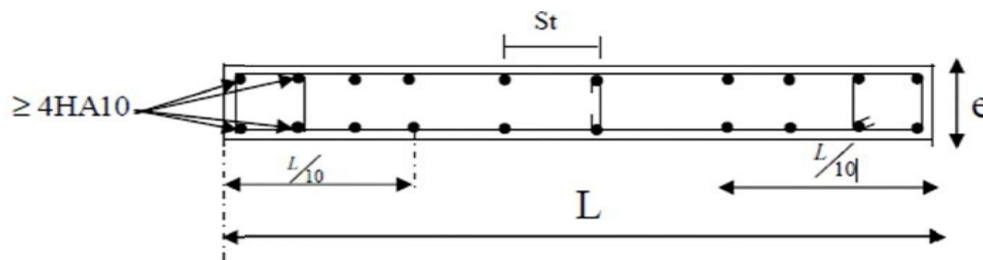


Fig.VI.4. Disposition des armatures verticales.

- Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b) Armatures horizontales

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

Avec : A_v : Section d'armature verticale.

Et d'après (Art 7.7.4.2 RPA99/2003) Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées vers l'extérieur dans chaque nappes d'armatures.

c) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent 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 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec:

$$T = 1.4 V_u$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Remarque : Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

e) Armature pour les potelets

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont sa section est supérieure à 4HA10 avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

VI.3.4. Recommandation du RPA pour les armatures transversales et horizontales :

(Art 7.7.4.3 RPA99/2003)

– Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min \{ 1,5e, 30 \text{ cm} \} \quad (\text{Art 7.7.4.3 RPA99/version 2003})$$

Avec :

e : épaisseur du voile est de 25cm.

Dans notre cas :

$$S_t \leq \min [37.5 \text{ cm}, 30 \text{ cm}] \longrightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

– **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- ✓ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- ✓ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

– **Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ $A_h : 0,15\%b$ globalement dans la section du voile
- ✓ $A_h : 0,10\%b$ en zone courante

Avec : b : Section du béton

VI.3.5. Vérifications :

a) **Vérifications de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A} \leq \sigma'_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B: Section du béton.

A: Section d'armatures adoptée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \dot{\tau}_u$$

Avec :

$$\dot{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \dot{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right)$$

D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003) :

$$\tau_b = \frac{\dot{V}}{e \times d} \leq \dot{\tau}_u = 0,2 f_{c28} ; \dot{V} = 1,4 V_u$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

Soit à calculer le ferraillage du voile longitudinale VL1 sur la zone (I), **SPC** :

$$L = 2\text{m}$$

$$e = 0.25\text{m}$$

$$B = 0.5\text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 6335.56 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -9872.21 \text{ KN/m}^2$$

♦ **Largeur de la zone comprimée L_c et la zone tendue L_t :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_c = \frac{6335.56}{6335.56 + 9872.21} \cdot 2 = 0.78 \text{ m} \rightarrow L_t = L - L_c = 1.22\text{m}.$$

♦ **Calcul d :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c\right) = \left(\frac{4.15}{2}, \frac{2}{3} 1.21\right) = \min(2.75, 0.52) = 0.52 \text{ m}$$

Avec : $h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}} = 4.5 - 0.35 = 4.15 \text{ m}$

♦ **Détermination de N:**

Pour la zone tendue: $\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min(L_t - d)}}{L_t} = \frac{9872.21 \cdot (1.2 - 0.52)}{1.2} = 3624.97 \text{ KN/m}^2$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min + \sigma_1}}{2} \cdot d \cdot e = \frac{3624.97 + 98972.21}{2} \times 0.52 \times 0.25 = -648.92 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{3624.97}{2} \times 0.52 \times 0.25 = 315.83 \text{ KN}$$

♦ **Armatures verticales :**

1^{ère} bande :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{648.92}{400} = 16.22 \text{ cm}^2$$

2^{ème} bande :

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_s} = \frac{315.83}{400} = 7.90 \text{ cm}^2$$

▪ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} T = 1.4 T_u$$

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} = 1.1 \frac{1.4 \times 315.81}{400} = 12.16$$

♦ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max \left\{ \frac{d \times e \times f_{t28}}{f_e}; 2\% B \right\} = \max \{6.84; 2.30\}$$

$$A_{\min} = 6.84 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section totale :

$$A_1 = A_{v1} + A_{vj}/4 = 16.22 + 12.16/4 = 19.26 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4 = 7.90 + 12.16/4 = 10.94 \text{ cm}^2$$

Ferraillage adopté :

	Section total (cm ²)	Ferraillage adopté (cm ²)	Espacement (cm)
1^{ère} Bande	A ₁ =19.26	2×5HA16=20.96	19
2^{ème} Bande	A ₂ =10.94	2×5HA14=15.86	15

Tableau.VI.24. Ferraillage adopté pour le voile VL1.

▪ **Armatures horizontales:**

$$A_h = A_v/4 = 20.96/4 = 5.24 \text{ cm}^2.$$

▪ **Section minimale :**

D'après le RPA 2003 : $A_h \geq 0.15 \% B = 0.0015 \times 0.5 = 7.5 \text{ cm}^2$

Soit 9HA12/nappe/ml = 10.18 cm²/ ml/nappe

▪ **Armature transversales :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

➤ **Vérification à l'ELS :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_b < \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 A} = \frac{507.63 \times 10^3}{0.5 \times 10^6 + 15 \times 36.82 \times 10^2} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_b = 0.92 < \sigma'_b = 15 \text{ MPa}$$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA 99 version /2003 Art 7.7.2)

$$\tau_b \leq \dot{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{e \times 0.9L} = \frac{1.4 \times 315.81 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2000} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0.99 \text{ MPa} \leq \dot{\tau}_b = 5 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \dot{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{315.81 \times 10^3}{250 \times 0.9 \times 2000} = 0.70 \text{ MPa}$$

$$\dot{\tau}_u = \min\left(0.15 \dot{\tau}_b \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right) = 3.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.70 \leq \dot{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le ferraillage d'autres voiles dans les différentes zones est donné sous forme de tableaux :

- **Ferraillage des voiles** : VL1=VL2=VL7=VL8 $\Rightarrow L=2\text{m}$

			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		2	2	2	2
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,5	0,5	0,5	0,5
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m²]		6335.56	3328.47	3055.72	4615.16
	σ_{\min} [KN/m²]		-9872.21	-6164.99	-4973.9	-3732,16
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		442.12	442.13	442.13	442.13
	L _t (m)		1,22	1.30	1,24	1,11
	L _c (m)		0,78	0.70	0,76	0,89
	d (m)		0,52	0,47	0,51	0,60
	σ_1 [KN/m²]		3624.97	2130.446	1804.2	1866.25
	N (kN)	N ₁	648.92	318.99	308.24	386.92
		N ₂	315.83	221.38	164.97	128.97
	A _v (cm²)	A _{v1}	16.22	7.97	7.71	9.67
		A _{v2}	7.9	5.53	4.12	3.22
	A _{vj} (cm²)		12.16	12.16	12.16	12.16
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	19.26	11.01	10.75	12.71
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10.94	8.57	7.16	6.26
	A _{min} (cm²)		5,59	6,14	6,66	4,82
	A _v adopté (cm²)	Bande 1	20.96	15,4	15,4	7.86
		Bande 2	15.80	11.3	11.3	7.86
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2x5HA16	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA10
		Bande 2	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10

	S_t (cm)	Bande 1	19cm	19 cm	19 cm	19 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A_H /nappe (cm²)		5.24	3.85	3,85	1.96
	Choix des barres/nappe (cm²)		9HA12/nappe	9HA8/nappe	9HA8/nappe	9HA8/nappe
	ep =25cm		(A=10.18cm²)	(A=4.53cm²)	(A=4.53cm²)	(A=4.53cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.702	0,702	0,702	0.702
		τ_b(MPa)	0.983	0.983	0.983	0,983
	ELS	N_s (kN)	507.63	490.78	357.4	416,59
		σ_b(MPa)	0.92	0.926	0.683	0.515

Tableau.VI.24. Ferrailage des voiles VL1, VL2, VL7, VL8.

- Ferrailage des voiles : VL3 ⇒ L=3,6 m

			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.6	3.6	3.6	3.6
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,9	0,9	0,9	0,9
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		7121.07	4204.206	3119.97	4577.28
	σ_{min} [KN/m²]		11390.96	7561.37	46292.05	5722.62
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		449.234	449.324	449.324	449.324
	L_t(m)		2.21	1.29	2.16	2
	L_c(m)		1.39	0.86	1.44	1.60
	d (m)		0,93	0.86	0,96	1.07
	σ₁ [KN/m²]		6592.793	4758.530	2612.07	2861.310
	N (kN)	N₁	2088.96	1320.70	308.24	1073.08
		N₂	1052.24	866.05	393.02	357.69
	A_v (cm²)	A_{v1}	52.22	33.02	21.88	26.83
		A_{v2}	26.31	21.65	9.83	8.94
	A_{vj} (cm²)		13.73	13.73	13.73	13.73
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	55.66	35.45	25.31	30.25
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	29.74	25.08	13.26	12.38
	A_{min} (cm²)		12.20	11.26	12.58	14.00
	A_v adopté (cm²)	Bande1	56.54	36.2	27.7	36.2
		Bande 2	36.2	27.7	14.12	14.12
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x9HA20	2x9HA16	2x9HA14	2x9HA16
		Bande 2	2x9HA16	2x9HA14	2x9HA10	2x9HA8

	S_t (cm)	Bande1	15cm	15 cm	15 cm	15 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A_H /nappe (cm²)		14.135	9.05	6.925	9.05
	Choix des barres/nappe (cm²)		9HA16/nappe	9HA12/nappe	9HA12/nappe	9HA12/nappe
	ep =25cm		(A=18.10cm²)	(A=10.18cm²)	(A=10.18cm²)	(A=10.18cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.44	0.44	0,44	0.44
		τ_b(MPa)	0.616	0.616	0.616	0,616
	ELS	N_s (kN)	922.77	541.93	357.4	416,59
		σ_b(MPa)	0.625	0.557	0.353	0.176

Tableau.VI.25. Ferrailage des voiles VL3.

- Ferrailage des voiles : VL4 \Rightarrow L= 1.8m

			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.8	1.8	1.8	1.8
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,45	0,45	0,45	0,45
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		2907.72	1338.88	3678.37	5888.89
	σ_{min} [KN/m²]		7747.80	5161.810	5381.16	7121.07
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		202.804	202.804	202.804	202.804
	L_t(m)		1.31	1.43	1.07	0.99
	L_c(m)		0.49	0.37	0.73	0.81
	d (m)		0,33	0.25	0,49	0.49
	σ_I [KN/m²]		2180.216	1107.359	2002.101	2944.445
	N (kN)	N₁	208.26	75.57	345.96	543.93
		N₂	267.44	163.63	145.64	181.31
	A_v (cm²)	A_{v1}	5.21	1.89	8.65	13.6
		A_{v2}	6.69	4.09	3.64	4.53
	A_{vj} (cm²)		5.58	5.58	5.58	5.58
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	6.60	3.28	10.04	14.99
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	8.08	5.49	5.04	5.93
	A_{min} (cm²)		4.30	3.24	6.39	7.13
	A_v adopté (cm²)	Bande1	7.86	7.86	11.3	15.4
		Bande 2	11.3	7.86	7.86	7.86
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA12	2x5HA14
		Bande 2	2x5HA12	2x5HA10	2x5HA10	2x5HA10

	S_t (cm)	Bande 1	17cm	17 cm	17 cm	17 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A_H /nappe (cm²)		2.83	1,96	2.83	3.85
	Choix des barres/nappe (cm²)		9HA8/nappe	9HA8/nappe	9HA8/nappe	9HA8/nappe
	ep =25cm		(A=4.53cm²)	(A=4.53cm²)	(A=4.53cm²)	(A=4.53cm²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
Vérification des contraintes	contrainte	τ_u(MPa)	0.358	0.358	0,358	0.358
		τ_b(MPa)	0.501	0.501	0.501	0,501
	ELS	N_s (kN)	583.63	634.73	401.72	176.94
		σ_b(MPa)	1.216	1.322	0.849	0.369

Tableau.VI.26. Ferrailage des voiles VL4.

- Ferrailage des voiles : VL5=VL6 ⇒ L=1.45 m

			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.45	1.45	1.45	1.45
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,3625	0.3625	0,3625	0,3625
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [kN/m²]		3937.05	8148.32	8344.84	6334.820
	σ_{\min} [kN/m²]		7444.66	10274.270	10466.700	7029.460
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		244.552	244.552	244.552	244.552
	L _t (m)		0.95	0.81	0.81	0.76
	L _c (m)		0.5	0.64	0.64	0.69
	d (m)		0,33	0.43	0,43	0.46
	σ_1 [kN/m²]		4819.96	5137.135	5233.350	3514.730
	N (kN)	N ₁	512.63	778.92	791.65	502.62
		N ₂	369.96	259.64	263.88	167.54
	A _v (cm²)	A _{v1}	12.82	19.47	19.79	12.57
		A _{v2}	9.25	6.49	6.60	4.19
	A _{vj} (cm²)		6.73	6.73	6.73	6.73
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	14.5	21.15	21.47	14.25
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	10.93	8.17	8.28	5.87
	A _{min} (cm²)		4.39	5.61	5.63	6.01
	A _v adopté (cm²)	Bande1	15.4	31.42	31.42	15.4
		Bande 2	11.3	11.3	11.3	7.86
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x5HA14	2x5HA20	2x5HA20	2x5HA14
		Bande 2	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA10

	S_t (cm)	Bande1	14cm	14 cm	14 cm	14 cm
		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A_H /nappe (cm²)		3.85	7.85	7.85	3.85
	Choix des barres/nappe (cm²)		9HA8/nappe	9HA12/nappe	9HA12/nappe	9HA8/nappe
	ep =25cm		(A=4.53cm²)	(A=10.18cm²)	(A=10.18cm²)	(A=4.53cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.535	0.535	0,535	0.535
		τ_b(MPa)	0.75	0.75	0.75	0,75
	ELS	N_s (kN)	557.75	505.35	368.05	425.81
		σ_b(MPa)	1.215	1.163	0.881	1.083

Tableau.VI.27. Ferrailage des voiles VL5, VL6.

- Ferrailage des voiles : VT1=VT2=VT3=VT4 ⇒ L= 3.8m

			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		3.8	3.8	3.8	3.8
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,95	0.95	0,95	0,95
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		5997.47	4247.82	2395.24	3912.91
	σ_{min} [KN/m²]		9317.39	6799.34	3830.09	5014.78
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		413.868	413.868	413.868	413.868
	L_t(m)		2.31	2.34	2.34	2.3
	L_c(m)		1.49	1.46	1.46	1.5
	d (m)		0,99	0.97	0,97	1
	σ₁ [KN/m²]		5321.077	3966.793	2233.263	3406.173
	N (kN)	N₁	1814.77	1311.11	738.76	1175.84
		N₂	878.34	676.52	380.55	555.11
	A_v (cm²)	A_{v1}	45.37	32.78	18.47	29.40
		A_{v2}	21.96	16.91	9.51	13.88
	A_{vj} (cm²)		11.38	11.38	11.38	11.38
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	48.21	35.92	21.31	32.24
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	24.80	19.76	12.36	16.72
	A_{min} (cm²)		13.02	12.79	12.79	13.11
	A_v adopté (cm²)	Bande1	56.54	36.2	27.7	36.2
		Bande 2	27.7	20.36	14.12	20.36
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x9HA20	2x9HA16	2x9HA14	2x9HA16
		Bande 2	2x9HA14	2x9HA12	2x9HA10	2x9HA12
	S_t (cm)	Bande1	15cm	15 cm	15 cm	15 cm

		Bande 2	15 cm	15 cm	15 cm	15 cm
	A_H /nappe (cm²)		14.135	9.02	6.925	9.05
	Choix des barres/nappe (cm²)		9HA16/nappe	9HA12/nappe	9HA12/nappe	9HA12/nappe
	ep =25cm		(A=18.10cm²)	(A=10.18cm²)	(A=10.18cm²)	(A=6.53cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.346	0.346	0,346	0.346
		τ_b(MPa)	0.484	0.484	0.484	0,484
	ELS	N_s (kN)	533.89	469.88	287.04	109.72
		σ_b(MPa)	0.510	0.460	0.285	0.109

Tableau.VI.28. Ferrailage des voiles VT1, VT2, VT3, VT4.

- Ferrailage des voiles : VT6 ⇒ L= 1.40 m

			Zone I	Zone II	zone III	zone IV
Caractéristiques géométriques	L (m)		1.4	1.4	1.4	1.4
	e (m)		0,25	0,25	0,25	0,25
	B (m)		0,35	0,35	0,35	0,35
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1790.43	695.87	365.92	734.58
	σ_{min} [KN/m²]		95814.63	3479.35	2115.25	2122.12
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		336.938	336.938	336.938	336.938
	L_t(m)		1.07	1.17	1.19	1.04
	L_c(m)		0.33	0.23	0.21	0.36
	d (m)		0.22	0.16	0,14	0.24
	σ₁ [KN/m²]		4621.01	3015.437	1871.303	1632.4
	N (kN)	N₁	286.63	126.29	68.59	112.64
		N₂	491.37	381.12	246.98	163.24
	A_v (cm²)	A_{v1}	7.17	3.16	1.71	2.82
		A_{v2}	12.28	9.53	6.17	4.08
	A_{vj} (cm²)		9.27	9.27	9.27	9.27
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vj}/4	9.48	5.47	4.03	5.13
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	14.30	11.84	8.49	6.40
	A_{min} (cm²)		2.88	2.04	1.81	3.15
	A_v adopté (cm²)	Bande1	11.3	7.86	5.02	7.86
		Bande 2	15.4	15.4	11.3	7.86
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bande1	2x5HA12	2x5HA12	2x5HA8	2x5HA10
		Bande 2	2x5HA14	2x5HA14	2x5HA12	2x5HA10
	S_t (cm)	Bande1	13cm	13 cm	13 cm	13 cm

		Bande 2	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
	A_H /nappe (cm²)		3.85	3,85	2.83	2,83
	Choix des barres/nappe (cm²)		9HA8/nappe	9HA8/nappe	9HA8/nappe	9HA8/nappe
	ep =25cm		(A=4.53cm²)	(A=4.53cm²)	(A=4.53cm²)	(A=6.53cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²			
	contrainte	τ_u(MPa)	0.764	0.764	0,764	0.764
		τ_b(MPa)	1.07	1.07	1.07	1.07
	ELS	N_s (kN)	557.23	497.3	353.96	202.15
		σ_b(MPa)	1.248	1.178	0.873	0.499

Tableau.VI.29. Ferraillage des voiles VT5.

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure situés au-dessous de la base dont le rôle est d'assurer la transmission des charges au sol provenant de la superstructure, elles forment une assise rigide.

Les fondations doivent :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Eviter les glissements pour les constructions réalisées sur un terrain en pente.
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme, etc.).

Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

VII.2. Choix du type de fondation

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et leur résistance aux sollicitations extérieures.

✓ Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonnes capacités portantes. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol. Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

✓ Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les puits.
- Les pieux

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.

Les résultats de cette étude sur notre site d'implantation nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.17$ bars.

VII.4. Pré-dimensionnement des fondations

a) Semelle isolé :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_s qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = k = 1 \Rightarrow k = \frac{45}{45} = 1$$

D'où ;

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

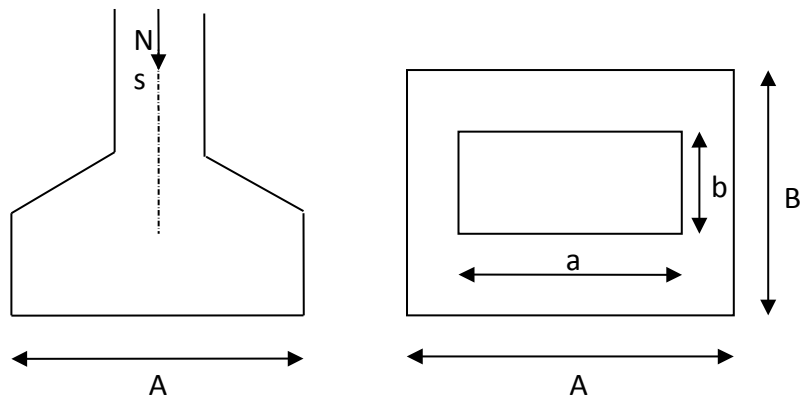


Fig.VII.1. Dimensions d'une fondation.

On a :

fondation fondation

$$N_s = 1191.51 \text{ KN}, \bar{\sigma}_{sol} = 217 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow B = 2.34 \text{ m}$$

Conclusion :

L'importance des dimensions des semelles isolées engendre un chevauchement, donc on opte pour des semelles filantes.

b) Semelle filante :

– Semelles filantes sous voiles :

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{G + Q}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{G + Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol. ($\sigma_{sol} = 0.217 \text{ MPa}$)

Les résultats du calcul sont résumés dans les tableaux suivant.

Le calcul se fera pour le portique longitudinal (sens porteur).

Voile	$N_s \text{ (KN)}$	$L \text{ (m)}$	$B \text{ (m)}$	$S \text{ (m}^2\text{)} = B \times L$
V_{L1}	237.59	2.00	0.55	1.09
V_{L2}	201.17	2.00	0.47	0.94
V_{L3}	784.99	3.60	1.1.	3.96
V_{L4}	723.83	1.80	1.86	3.34
V_{L5}	179.89	1.45	0.57	0.82
V_{L6}	190.51	1.45	0.61	0.88
V_{L7}	194.11	2	0.45	0.9
V_{L8}	210.65	2	0.49	0.98
Somme				12.91

Tableau.VII.1. Surface de la semelle filante sous voiles longitudinaux.

Voile	$N_s \text{ (KN)}$	$L \text{ (m)}$	$B \text{ (m)}$	$S \text{ (m}^2\text{)} = B \times L$
V_{T1}	529.53	3.8	0.64	2.43
V_{T2}	682	3.8	0.83	3.15
V_{T3}	477.03	3.8	0.58	2.2
V_{T4}	640.44	3.8	0.78	2.9
V_{T5}	181.64	1.40	0.6	0.84
Somme				11.52

Tableau.VII.2. Surface de la semelle filante sous voiles transversaux.

La surface totales des semelles filantes sous voiles est : $S_v = 24.43 \text{ m}^2$

– **Semelle sous poteaux :**

○ **Hypothèse de calcul :**

Une semelle est infiniment rigide et engendre une répartition linéaire de contraintes 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.

○ **Etapas de calcul :**

1. Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i$$

2. Détermination de coordonnée de la résultante R :

$$e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$$

3. Détermination de la distribution par (ml) de la semelle :

$$e \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right)$$

$$q\left(\frac{B}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right)$$

4. Détermination de la largeur de la semelle :

$$B \geq \frac{q\left(\frac{B}{4}\right)}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

5. Détermination de la hauteur de la semelle.
 6. Calcul de l'effort tranchant le long de la semelle.
 7. Calcul du moment fléchissant le long de la semelle.
 8. Calcul de la semelle comme une poutre continue devant résister aux efforts tranchants et aux moments fléchissant.

Détermination de la résultante des Charges transmises par le portique :

On fera le calcul sur le portique le plus sollicité :

Portique	$N_s = G + Q$ (KN)	e_i (m)	$N.e_i$ (KN.m)	M_i (KN.m)
1	641.06	9.05	5801.59	-0.479
2	1054.4	5.75	6062.8	-5.536
3	781.27	1.95	1523.48	7.005
4	784.9	-1.95	-1530.55	-6.028
5	1168.05	-5.75	-6716.29	7.109
6	1191.51	-9.05	-10783.16	4.647
Σ	5621.19	/	-5642.13	6.718

Tableau.VII.3. Résultats du calcul d'une semelle filante sous poteaux.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au C.D.G de la semelle :

$$e = \frac{\Sigma (N_s \cdot e_i) + \Sigma M_i}{\Sigma N_s} \quad \Rightarrow \quad e = -1.002 \text{ m.}$$

Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

– **Distribution de la réaction par mètre linéaire :**

$$e = 1.002 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{18.1}{6} = 3.02 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_i}{L} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{5621.9}{18.1} \left(1 - \frac{6 \times 1.002}{18.1} \right) = 207.17 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_i}{L} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{L} \right) = \frac{5621.9}{18.1} \left(1 + \frac{6 \times 1.002}{18.1} \right) = 413.72 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_i}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{5621.9}{18.1} \left(1 + \frac{3 \times 1.002}{18.1} \right) = 233.92 \text{ KN/m.}$$

– **Détermination la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}} = \frac{233.92}{217} = 1.07 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } B = 1.2 \text{ m}$$

$$S = B \times L = 1.2 \times 18.1 = 21.72 \text{ m}^2$$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = n \times S$

Avec :

n : nombre de portiques dans le sens transversal.

$$\Rightarrow S_p = 6 \times 21.72 = 130.32 \text{ m}^2$$

– **La surface totale des semelles :**

$$S_T = S_p + S_v \quad \Rightarrow \quad S_T = 130.32 + 24.43 = 154.64 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 260.64 \text{ m}^2.$$

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{154.64}{260.64} = 59\%$$

Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de **50 %** de la surface du sol d'assise, on opte pour un radier général.

VII.5. Etude du radier général

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué du poids propre du radier.

a) Pré-dimensionnement du radier :

– **Condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \quad \Rightarrow \quad \text{Ce qui conduit à :} \quad h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \cdot \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique ;

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K= 40 MPa pour un sol moyen ;

I : L'inertie de la section du radier ;

E : Module de déformation longitudinale différée : $E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$

L_{max} : Portée maximale (L_{max} = 3.9m).

D'où : On opte pour $\Rightarrow h_n = 80 \text{ cm}$.

– Détermination de l'épaisseur minimale de la dalle

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$) .

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{390}{20} = 19.5 \text{ cm} \Rightarrow h = 25 \text{ cm}$$

– La largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \rightarrow 32 \leq b_n \leq 56 \text{ Soit } b_n = 50 \text{ cm}$$

– Dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{390}{50} \leq h_t \leq \frac{390}{40} \rightarrow 7.8 \text{ cm} \leq h_t \leq 9.75 \text{ cm} \text{ soit } h_t = 8 \text{ cm.}$$

Conclusion :

- hauteur de nervure..... $h_n=80 \text{ cm}$
- largeur de nervure..... $b_n=50 \text{ cm}$
- épaisseur de la dalle..... $ep=25 \text{ cm}$
- hauteur de la dalle flottante..... $ht=8 \text{ cm}$

b) Détermination des efforts :

Sachant que $S_{\text{bat}} = 260.64 \text{ m}^2$

Les charges dues à la superstructure sont :

Charge permanente : $G_{\text{bat}} = 31353.75 \text{ KN}$

Surcharge d'exploitation : $Q_{\text{bat}} = 4388.06 \text{ KN}$

- ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 48909.65 \text{ KN}$
- ELS : $N_s = G + Q = 35741.81 \text{ KN}$

Calcul de la surface du radier :

$$\text{- ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{\text{sol}}} = \frac{48909.65}{1,33 \times 217} = 169.46 \text{ m}^2$$

$$\text{- ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{35741.81}{217} = 164.71 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{bat}} > \max(S_1, S_2)$$

$$\Rightarrow \mathbf{S_{bat}=260.64\text{m}^2 > S_{\text{rad}}=169.46\text{m}^2}$$

Remarque :

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 impose le **BAEL** et , qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{80}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{déb}} = L_{\text{déb}} (L_x + L_y) \times 2 = 0.5 \times (14.4 + 18.1) \times 2 = 32.5 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{ade}} = 260.64 + 32.5 = 293.14 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \mathbf{S_{rad} = 293.14 \text{ m}^2.}$$

c) Calcul des sollicitations à la base du radier :

♦ Charges permanentes :

$$\text{- Poids du bâtiment : } G_{\text{bat}} = 31353.75 \text{ KN (ETABS)}$$

- Poids du radier :

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

$$\text{- Poids de la dalle : } S_{\text{radier}} \times h_d \times \rho_b = 25 \times 0.25 \times 293.14 = 1465.7 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids des nervures : } G_{\text{ner}} = \{b_n \times (h_n - h_d) \times (L_x \times n + L_y \times m)\} \rho_b$$

$$= [0.5 \times (0.8 - 0.25) \times (14.4 \times 5 + 18.1 \times 6)] \times 25 = 1354.5 \text{ KN}$$

$$\text{- Poids du TVO} = (S_{\text{rad}} - S_{\text{ner}}) \times (h_n - h_d) \cdot \rho = (293.14 - 144.48) \times (0.8 - 0.25) \times 17 = 1516.33 \text{ KN}$$

$$\text{Sachant que: } S_{\text{ner}} = h_n \cdot l_x \cdot n + h_n \cdot l_y \cdot m = (0.8 \times 14.4 \times 5) + (0.8 \times 18.1 \times 6) = 144.48 \text{ m}^2$$

$$\text{- Poids de la dalle flottante} = S_{\text{rad}} \times e_p \times \rho_b = 293.14 \times 0.08 \times 25 = 586.28 \text{ KN}$$

- **Le poids total du radier :**

$$G = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{T.V.O}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

$$G_{\text{rad}} = 1465.7 + 1354.5 + 1516.33 + 586.28 = 4922.81 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{\text{rad}} = 4922.81 \text{ KN}$$

♦ **Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :**

$$G_{\text{tot}} = P_{(\text{superstructure})} + P_{(\text{infrastructure})}$$

$$G_{\text{tot}} = 31353.75 + 4922.81 = 36676.56 \text{ KN}$$

♦ **Surcharges d'exploitation :**

Surcharge du bâtiment : $Q_{\text{bat}} = 4388.06 \text{ KN}$

Surcharge du radier : $Q_{\text{rad}} = 2.5 \times 293.14 = 732.85 \text{ KN}$

Donc : $Q_{\text{tot}} = 5120.91 \text{ KN}$

d) Combinaison d'actions :

- ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 36676.56) + (1.5 \times 5120.91) \Rightarrow$
 $N_u = 57194.84 \text{ KN}$

- ELS : $N_s = G + Q = 36676.56 + 5120.91 \Rightarrow$
 $N_s = 41797.47 \text{ KN}$

e) Vérifications :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}; \Rightarrow d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.25 = 0.18 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{57194.84 \times 1}{293.14} \cdot \frac{3.9}{2} = 380.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{380.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 2.11 \text{ MPa}. \tau_u = 2,5 \text{ MPa}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la stabilité du radier :**

Calcul du centre de gravité du radier :

$$X_G = \frac{14.4}{2} = 7.2 \text{ m} ; Y_G = \frac{18.1}{2} = 9.05 \text{ m}$$

Moment d'inertie du radier :

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 7115.69 \text{ m}^4 ; I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 4503 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : moment sismique à la base de la structure,

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure,

h : profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

- **ELU** : $\sigma_m \leq 1.33\sigma_{sol}$
- **ELS** : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

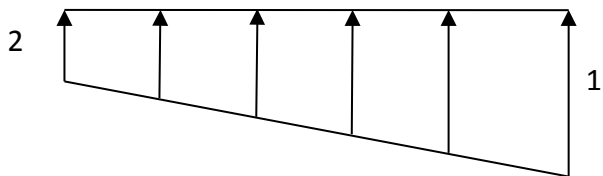


Fig.VII.2. Diagramme des contraintes.

Tel que : V : distance entre le centre de gravité du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier

$$N_u = 57194.84 \text{ KN} \quad N_s = 41797.47 \text{ KN}$$

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Calcul des moments :

$$M_x = 64098.646 + (2623.54 \times 0.8) = 66197.47 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 57364.164 + (2372.42 \times 0.8) = 59262.1 \text{ KN.m}$$

Sens longitudinal:

- **ELU:** $M_x = 66197.47 \text{ KN.M}$ $N_u = 57194.84 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{57197.84}{293.14} + \frac{66197.47}{7115.69} \times 9.05 = 279.30 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{57197.84}{293.14} - \frac{66197.47}{7115.69} \times 9.05 = 110.82 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 279.30 + 110.82}{4} = 237.20 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 217 = 288.61 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol}$$

⇒ Condition vérifiée.

- **ELS:** $M_x = 66197.47 \text{ KN.m}$ $N_s = 41797.47 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{41797.47}{293.14} + \frac{66197.47}{7115.69} \times 9.05 = 226.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{41797.47}{293.14} - \frac{66197.47}{7115.69} \times 9.05 = 58.39 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 226.77 + 58.39}{4} = 184.67 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 217 = 288.61 \text{ KN/m}^2 \quad \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :

- **ELU:** $M_y=59262.1 \text{ KN.m}$ $N_u=57194.84 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{yy}} \times V = \frac{57197.84}{293.14} + \frac{59262}{4503} \times 7.2 = 286.65 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{57197.94}{293.14} - \frac{59262}{4503} \times 7.2 = 103.57 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 286.65 + 103.57}{4} = 240.88 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 217 = 288.61 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **ELS:** $M_y=59262.1 \text{ KN.m}$ $N_s=41797.47 \text{ KN}$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{41797.47}{292.14} + \frac{59262.1}{4503} \times 7.2 = 237.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{41797.47}{292.14} - \frac{59262.1}{4503} \times 7.2 = 46.83 \text{ KN/m}^2$$

D'où :

$$\sigma_m = \frac{3 \times 237.33 + 46.83}{4} = 189.70 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33\sigma_{sol} = 1,33 \times 217 = 288.61 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \sigma_m < 1,33 \sigma_{sol}$$

\Rightarrow **Condition vérifiée**

Conclusion : La stabilité du radier est vérifiée.

- **Vérification au poinçonnement :** (Art A.5.2 42 BAEL91)

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite.

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

⇒ Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité

Avec :

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier,

N_u : charge de calcul à l'ELU.

h : épaisseur totale du radier.

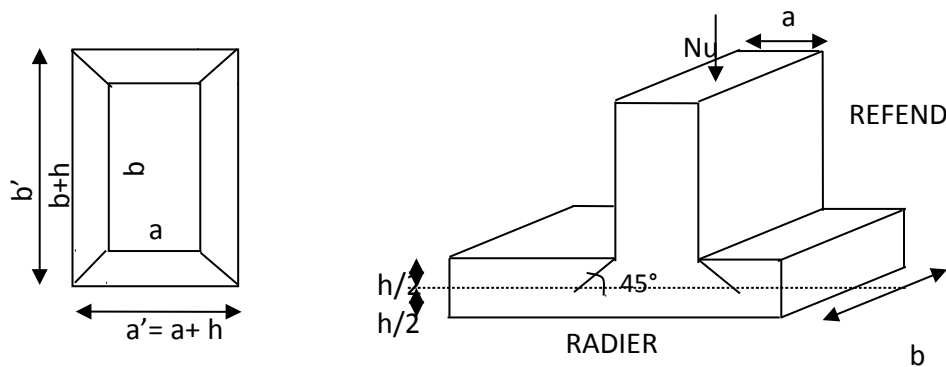


Fig.VII.3. Périmètre utile des voiles et des poteaux.

- **Vérification pour le poteau le plus sollicité :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0.45 + 0.45 + 2 \times 0.8) = 5 \text{ m}$$

$$N_u = 1645.42 \text{ KN}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 5 \times 0.8 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3000 \text{ KN}$$

$$N_u = 1645.42 \text{ KN} < \frac{0.045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{1.5} = 3000 \text{ KN}$$

⇒ la condition est vérifiée.

- **Vérification pour le voile le plus sollicité :**

On considère une bande de 1ml du voile :

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2(a + b + 2 \cdot h) = 2(0.25 + 1 + 2 \times 0.8) = 5.7 \text{ m.}$$

$$N_u = 1073.44 \text{ KN.}$$

$$N_u < \frac{0.045 \times 0.8 \times 5.7 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3420 \text{ KN}$$

$$N_u = 1073.44 < \frac{0,045 \times 1.15 \times 6.9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3420 \text{ KN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

VII.6. Ferrailage du radier

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le (BAEL 91, modifié 99) ; on considère le radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferrailage pour tout le radier.

On fait le calcul pour une bande de 1m.

a) Ferrailage du panneau encastré sur 04 appuis :

On distingue deux cas : selon $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ avec $L_x < L_y$

1^{er} cas :

Si $\alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ Flexion longitudinal négligeable (le panneau travaille dans un seul sens).

$$M_{0x} = q_u \times \frac{L_x^2}{8} ; \text{ et } M_{0y} = 0$$

2^{ème} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ Les flexions interviennent (le panneau travaille dans les deux sens)

Moments fléchissant :

Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2$

Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés par les tables de PIGEAUD.

b) Identification du panneau le plus sollicité :

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Le panneau le plus sollicité a les dimensions suivantes :

$$L_x = 3.6 \text{ m}$$

$$L_y = 3.9 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{3.9} = 0.92$$

$0.4 < \rho = 0.92 \leq 1 \implies$ La dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte σ_m^{max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{- ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (240.88 - \frac{4922.81}{293.14}) \times 1 \text{ m} = 222.86 \text{ KN/ml}$$

$$\text{- ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = (189.70 - \frac{4922.81}{293.14}) \times 1 \text{ m} = 171.5 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des sollicitations :

On a :

$$\text{A l'ELU : } \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0438 \\ \mu_y = 0.819 \end{array} \right\}$$

$$\text{A l'ELS : } \left. \begin{array}{l} \mu_x = 0.0510 \\ \mu_y = 0.875 \end{array} \right\}$$

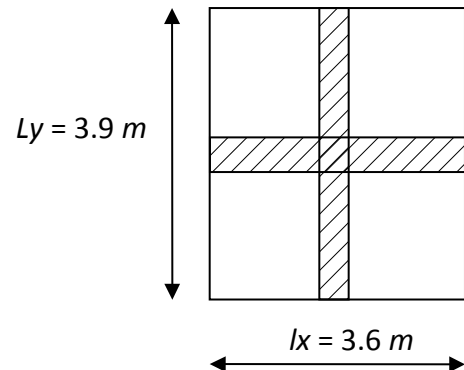


Fig.VII.4. Le panneau le plus sollicité

- Moments fléchissant :

$$\text{Suivant (x-x) : } M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Suivant (y-y) :

d) Calcul à l'ELU :

$$M_x = 0.043 \times 222.26 \times 3.6^2 = 123.86 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.819 \times 123.86 = 101.44 \text{ KN.m}$$

Remarque :

- ✓ Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$

Moment sur appuis : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

- ✓ Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, alors :

Moment en travée : $0,75M_{0x}$ ou $0,75M_{0y}$

Moment sur appui de rive : $0,3M_{0x}$ ou $0,3M_{0y}$

Moment sur appui intermédiaire : $0,5M_{0x}$ ou $0,5M_{0y}$

⇒ Donc :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,5) aux appuis et de (0,75) en travée.

– Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 0,75 \times 123,86 = 92,89 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 101,44 = 76,08 \text{ KN.m}$$

– Moments aux appuis :

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,5 \times 123,86 = 61,93 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 101,44 = 50,72 \text{ N.m}$$

e) Ferrailage :**- Ferrailage dans le sens x-x :**

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

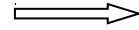
Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$;

Aux appuis :**Sens x-x :**

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{61.93 \times 10^6}{1000 \times (22.5)^2 \times 14.2} = 0.14 < 0.392$$

SSA



$$\beta = 0.924$$

$$A_x^a = \frac{M_x^a}{\beta d \sigma_s} \Rightarrow A_x^a = \frac{61.93 \times 10^6}{0.924 \times 225 \times 348}$$

$$A_{ax} = 1155 \text{ mm}^2 = 11.55 \text{ cm}^2$$

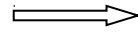
Soit : $A_{ax} = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sens-y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{bd^2 f_{bc}} \quad A_y^a = \frac{M_y^a}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{50.72 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.2} = 0.116 < 0.392$$

S.S.A



$$\mu_b = 0.1166 \quad \beta = 0.938$$

$$A_y^a = \frac{50.72 \times 10^6}{0.938 \times 225 \times 348} = 888.06 \text{ mm}^2 = 8.88 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^a = 6\text{HA}14 = 9.83 \text{ cm}^2$ Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

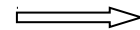
- Ferrailage en travées :

Sens x-x :

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{bd^2 f_{bc}} \quad A_x^t = \frac{M_x^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{92.89 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.2} = 0.22 < 0.392$$

S.S.A.



$$\mu_b = 0.252$$

$$\beta = 0.935$$

$$A_x^t = \frac{92.89 \times 10^6}{0.935 \times 225 \times 348} = 1631.32 \text{ mm}^2 = 16.31 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^t = 6HA20 = 18.85 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 25 \text{ cm}$.

Sens-y-y :

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{bd^2 f_{bc}} \quad A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_s}$$

$$\mu_b = \frac{76.08 \times 10^6}{1000 \times (225)^2 \times 14.2} = 0.15 < 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A} \quad \mu_b = 0.204 \quad \beta = 0.918$$

$$A_y^t = \frac{76.08 \times 10^6}{0.918 \times 225 \times 348} = 1199.86 \quad \text{mm}^2 = 11.99 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_y^t = 6HA20 = 18.85 \text{ cm}^2$ Avec : $St = 25 \text{ cm}$.

f) Vérification à ELU :

– Vérification de la condition de non fragilité :

Il faut vérifier que : $A_s \geq A_{\min}$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 17.5 \times 2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Sen s			A_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	Observation
X-X	ELU	Appuis	12.06	2.11	Condition vérifiée
		Travée	18.85		Condition vérifiée
Y-Y	ELU	Appuis	9.83	2.11	Condition vérifiée
		Travée	18.85		Condition vérifiée

Tableau.VII.4. Vérifications de la condition de non fragilité.

– Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement max des armatures d'une nappe est donnée par (A.8.2, 42/BAEL91 modifiées 99).

Sens x-x :

$$S_t \leq \min[3h; 33 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

Sens-y-y :

$$S_t \leq \min[4h; 45 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

– Vérification de l'effort tranchant (BAEL91-art A.5.1, 211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec ;

$$V_u = \frac{q_u L_y}{2} = \frac{222.86 \times 3.9}{2} = 434.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{434.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.225} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.5} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \Rightarrow \text{OK}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

g) Vérification à l'ELS :

– Evaluation des moments fléchissant M_x ; M_y :

$$\mu_x = 0.0510 \Rightarrow \begin{cases} \mu_y = 0.875 \end{cases}$$

On aura donc :

$$M_x = 0.0510 \times 171.5.3 \times 3.6^2 = 113.35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.875 \times 113.35 = 99.18 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

$$M_a^x = 113.35 \times 0.5 = 56.67 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^x = 113.25 \times 0.75 = 85.01 \text{ KN.m.}$$

Sens-y-y :

$$M_a^y = 99.18 \times 0.5 = 49.59 \text{ KN.m.}$$

$$M_t^y = 99.18 \times 0.75 = 74.58 \text{ KN.m}$$

– Vérification des contraintes dans le béton :

Sens x-x :

Aux appuis : $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 12.06}{100 \times 225} = 0.690 \longrightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.879 \\ K_1 = 26.32 \end{cases}$$

$$K = \frac{1}{K_1} \Rightarrow K = 0.038$$

$$\sigma_s = \frac{56.67 \times 10^3}{0.879 \times 22.5 \times 12.06} = 305.48 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 11.60 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travées : $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 18.85}{100 \times 22.5} = 1.077 \quad \beta = 0.857 \quad \left\{ \begin{array}{l} K1 = 19.96 \longrightarrow K = 0.05 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{85.01 \times 10^3}{0.857 \times 22.5 \times 18.85} = 299 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 14.95 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens-y-y :

Aux appuis : $A_s = 9.83 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 9.83}{100 \times 22.5} = 0.562 \quad \beta = 0.888 \quad \left\{ \begin{array}{l} K1 = 29.64 \longrightarrow K = 0.033 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{49.59 \times 10^3}{0.888 \times 22.5 \times 9.83} = 324.63 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 10.71 \text{ MPa} < \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En travées : $A_s = 18.85 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 18.85}{100 \times 22.5} = 1.07 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.857 \\ K1 = 19.96 \longrightarrow K = 0.05 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{74.58 \cdot 10^3}{0.857 \times 22.5 \times 18.85} = 263.81 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 13.19 \text{ MPa} \quad \sigma'_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée \Rightarrow

VII.7. Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

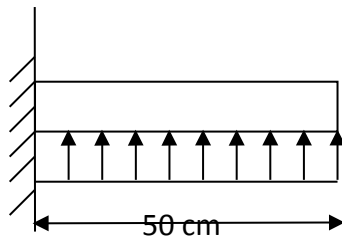


Fig.VII.5. Schéma statique du débord.

a) Calcul des sollicitations :

ELU :

$$q_u = 222.86 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} = \frac{-222.86 \times 0,5^2}{2} = -27.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ELS :

$$q_s = 171.15 \text{ KN /ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} = \frac{-171.15 \times 0,50^2}{2} = -8.93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b) Calcul des armatures à ELU :

— Armatures principales :

$$b=1\text{m}; d=22.5 \text{ cm}; f_{bc}=14,2\text{MPa}; \sigma_s=348\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bc}} = \frac{27.86 \times 10^6}{1000 \times 225^2 \times 14,2} = 0,064 \leq 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,064 \beta_u = 0,967$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{27.86 \times 1000}{0,967 \times 22.5 \times 348} = 4.73 \text{ cm}^2 \quad A_s = 4.73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

– **Vérification à l'ELU :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 22.5 \times 2,1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_s = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$, avec un espacement de 25 cm

– **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{On adopte } 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2.$$

Avec : $S_t = 25 \text{ cm}$.

c) Vérification à l'ELS :

– **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 22.5} = 0,318$$

$$\rho_1 = 0,317 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,912 ; K_1 = 41.82$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{8.93 \times 10^6}{0,912 \times 22.5 \times 5.65 \times 10^2} = 99.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} = 2.38 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} = 99.03 \text{ MPa} < \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VII.7. 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.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastrées 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.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

– Charge trapézoïdale :

Cas de chargement trapézoïdal :

$$\text{Moment fléchissant : } l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

⇒ Le chargement simplifié

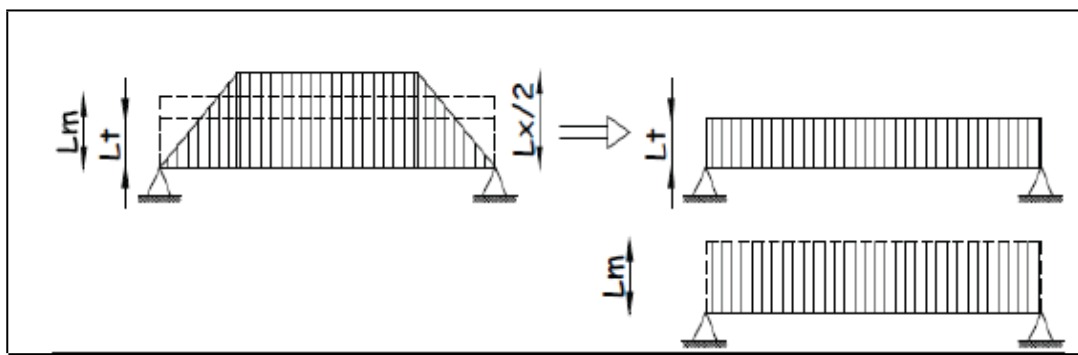
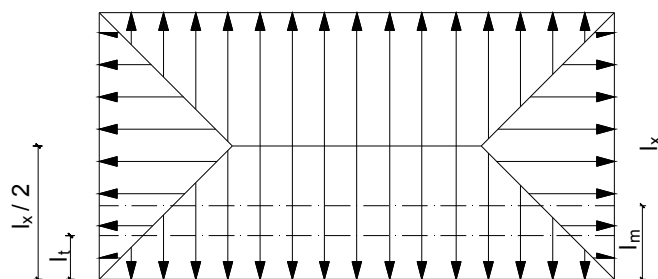


Fig. VII.6. Présentation du chargement simplifié.

Cas de Charge triangulaire :

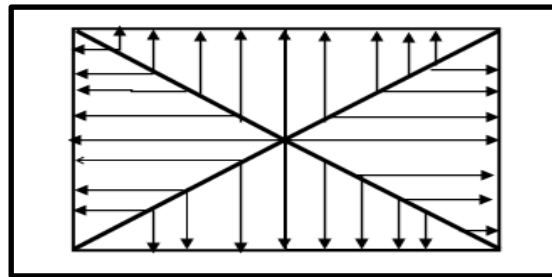


Fig.VII.7. Répartition triangulaire.

Moment fléchissant : $l_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant : $l_t = 0.25 \times l_x$

b) Charges à considérer :

Moment fléchissant :

$$\begin{cases} Q_u = q_u \times l_m \\ Q_s = q_s \times l_m \end{cases}$$

Effort tranchants :

$$Q_u = q_u \times l_t$$

$$Q_s = q_s \times l_t$$

c) Détermination des charges :

$$\text{- ELU : } q_u = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = (240.88 - \frac{4922.81}{293.14} - \frac{1354.5}{144.48}) = 213.48 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{- ELS : } q_s = \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} = (189.70 - \frac{4922.81}{293.14} - \frac{1354.5}{144.48}) = 162.125 \text{ kN/m}^2$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

Sens transversal:(6fils)

$$QMu = q_u \times l_m = 213.48 \times 1.29 = 275.39 \text{ kN/ml}$$

$$QMs = q_s \times l_m = 162.125 \times 1.29 = 209.14 \text{ kN/ml}$$

$$QTu = q_u \times l_t = 213.48 \times 1.09 = 232.69 \text{ kN/ml}$$

$$QTs = q_s \times l_t = 162.125 \times 1.09 = 176.72 \text{ kN/ml}$$

Sens longitudinale :(5fils)

$$QMu = q_u \times l_m = 213.48 \times 1.3 = 277.52 \text{ kN/ml}$$

$$QMs = q_s \times l_m = 162.125 \times 1.3 = 210.76 \text{ kN/ml}$$

$$QTu = q_u \times l_t = 213.48 \times 0.98 = 209.21 \text{ kN/ml}$$

$$QTs = q_s \times l_t = 162.125 \times 0.98 = 158.88 \text{ kN/m}$$

d) Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchants**Sens longitudinal**

- Diagramme des moments fléchissant**

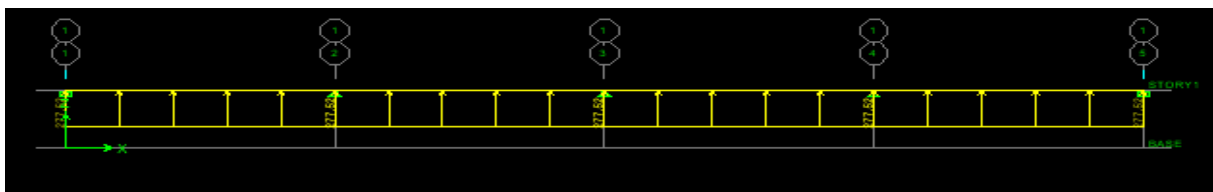
A ELU :

Fig.VII.8. Diagramme de chargements des nervures à l'ELU

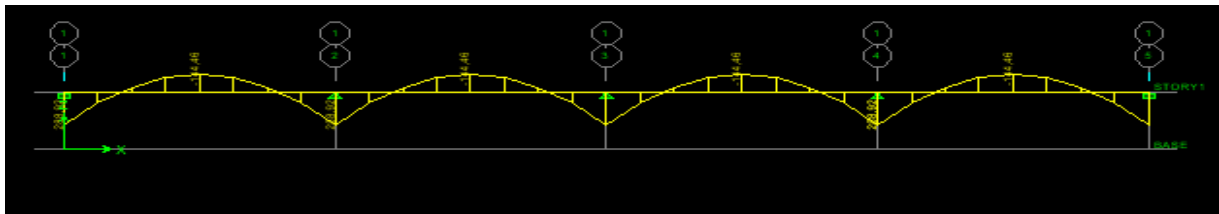


Fig.VII.9. Diagramme des moments fléchissant à l'EII

A ELS :

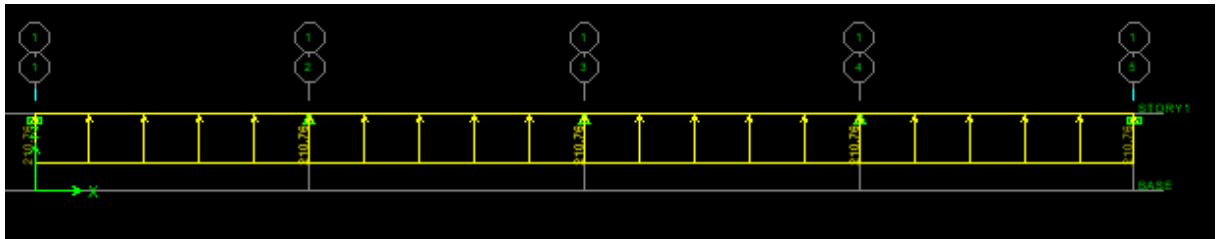


Fig.VII.10. Diagramme de chargements des nervures à l'ELS.

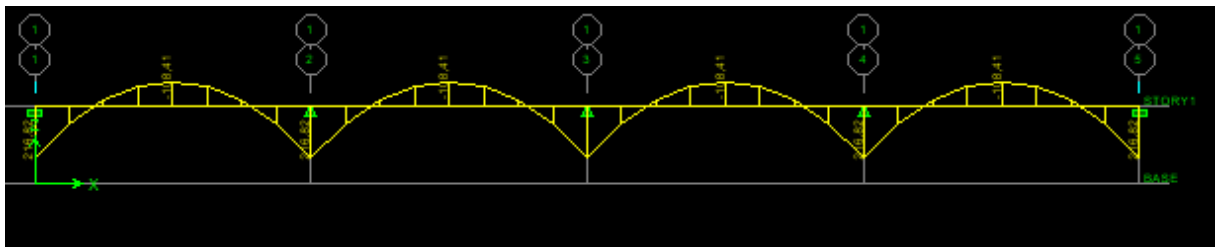


Fig.VII.11. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

- **Diagramme des efforts tranchants :**

A ELU :

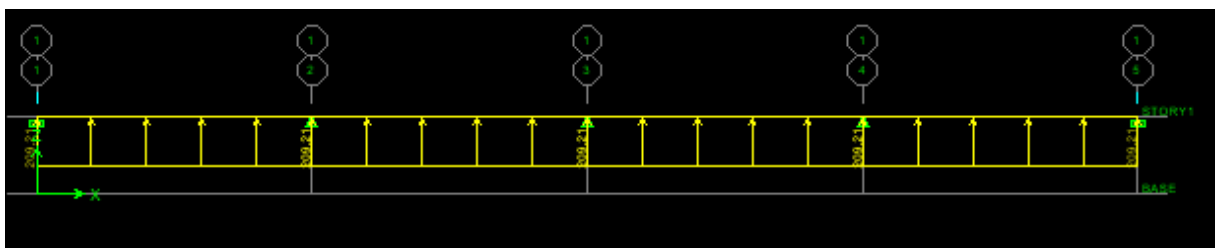


Fig.VII.12. Diagramme de chargements des nervures à

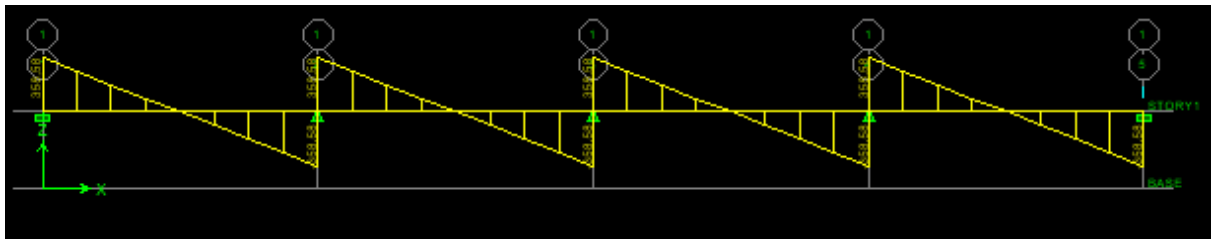


Fig.VII.13. Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU.

A ELS :

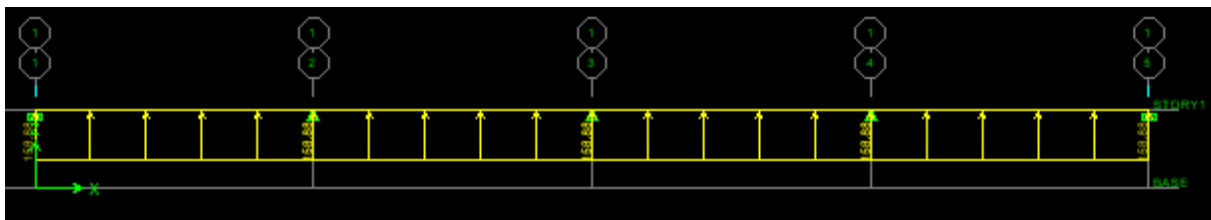


Fig.VII.14. Diagramme de chargements l'effort tranchant a l'ELS.

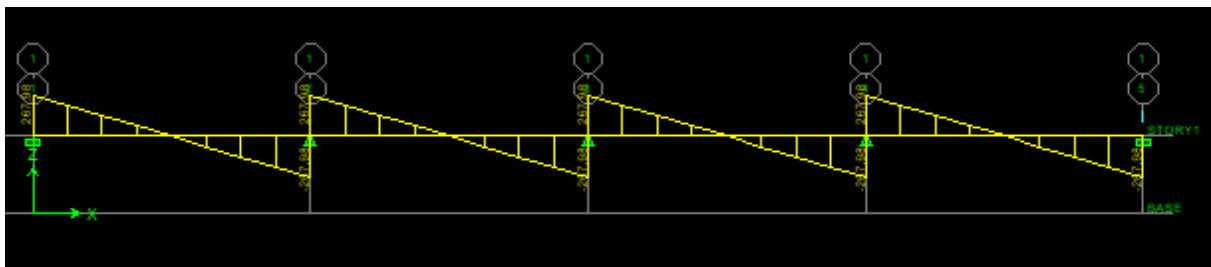


Fig.VII.15. Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS.

Sens transversal :

- Diagramme des moments fléchissant :

A ELU :

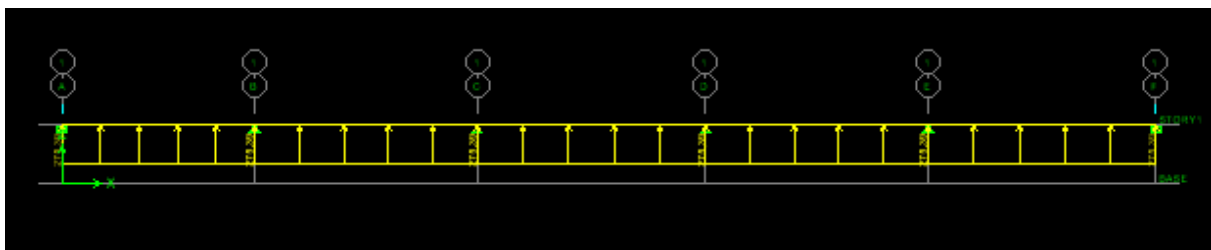


Fig.VII.16. Diagramme de chargements des

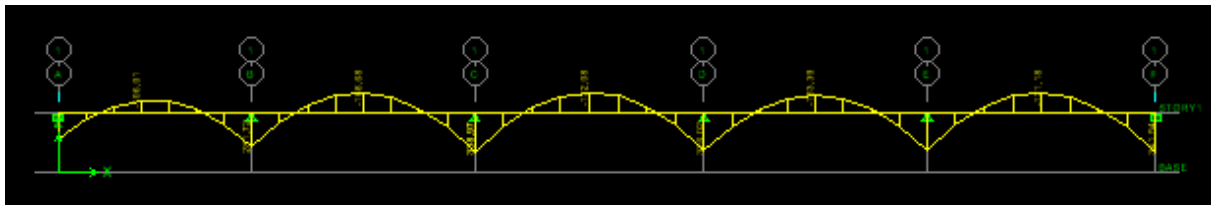


Fig.VII.17. Diagramme des moments fléchissant à l'ELI II

A ELS :

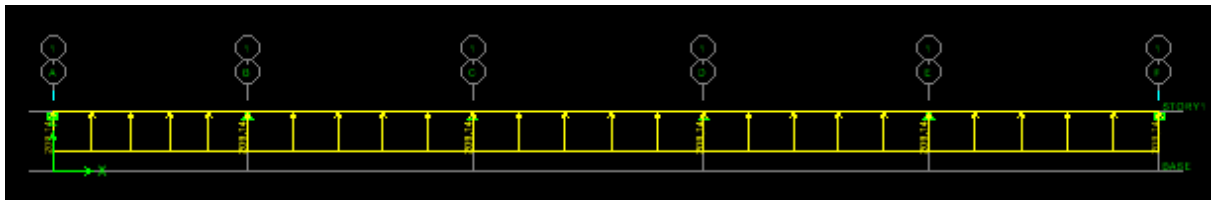


Fig.VII.18 Diagramme de chargements des nervures à l'ELS.

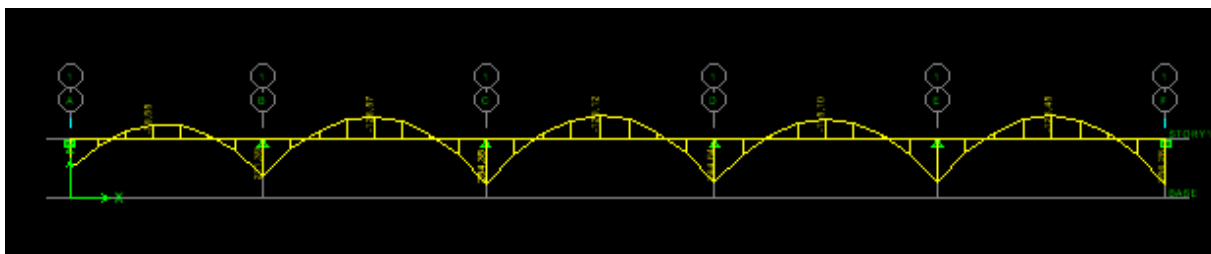


Fig. VII.19. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

- Diagrammes des efforts tranchant :

A ELU :

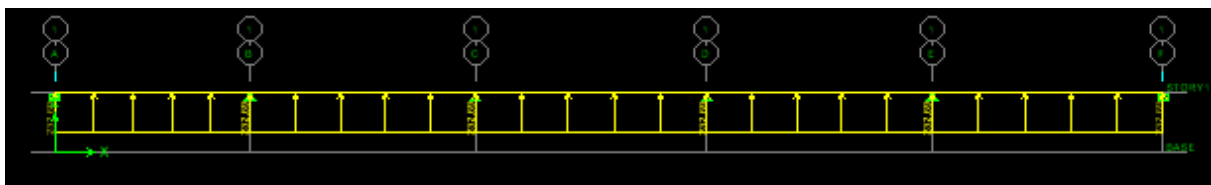


Fig.VII.20. Diagramme de chargements des nervures à l'ELU

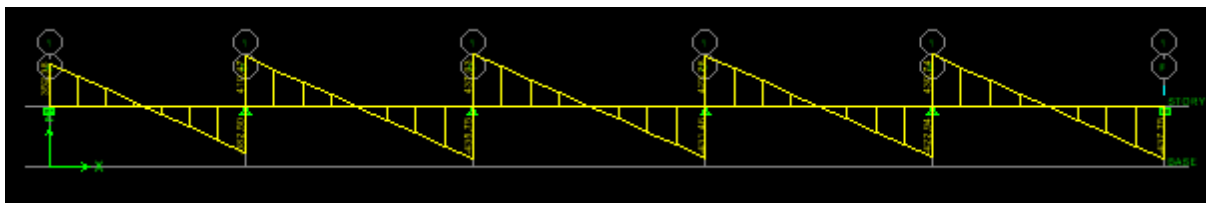


Fig.VII.21. Diagramme de l'effort tranchant

A ELS :

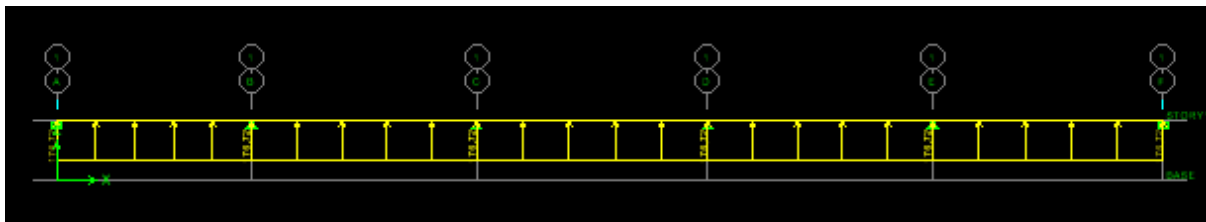


Fig. VII.22. Diagramme de chargements des

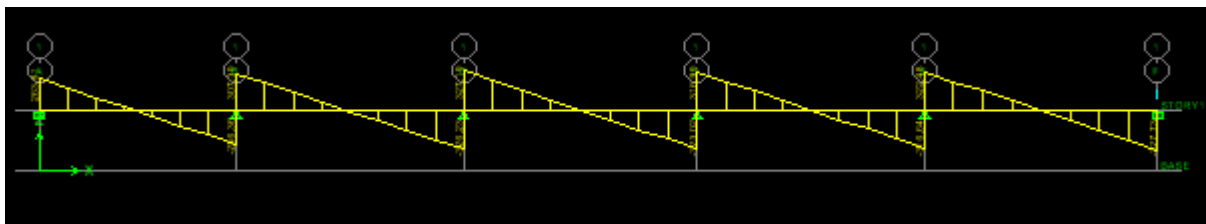


Fig.VII.23. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

e) Ferrailage de la nervure :

Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchant à ELU et ELS.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_a^{\max}[\text{KN.m}]$	288.92	216.82	341.54	256.28
$M_t^{\max}[\text{KN.m}]$	144.46	108.81	172.08	129.12
$T^{\max}[\text{KN}]$	358.58	367.98	437.75	327.73

– Calcul des armatures :

Armatures longitudinales :

Sens x-x :

Les armatures sont dimensionnées en fonction des moments maximaux aux appuis et en travées.

Tableau.VII.5. Les efforts interne dans les

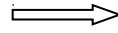
- **En travées :**

$$b = 50 \text{ cm} ; \quad d = 77.5 \text{ cm} ; \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPA} ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPA} ;$$

$$M_u = 144.46 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{144.46 \times 10^6}{500 \times 775^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.392$$

SSA



$$\mu = 0.0034 = 0.983 \Rightarrow$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_t = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{144.46 \times 1000}{0.983 \times 77.5 \times 348} = 5.45 \text{ cm}^2.$$

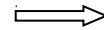
Soit: $A_t = 4\text{HA16} + 4\text{HA16} = 16.08 \text{ cm}^2$.

- **Aux Appuis:** $M_u = 288.92 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_b = \frac{288.92 \times 10^6}{500 \times 775^2 \times 14.2} = 0.068 < 0.392$$

SSA



$$\mu = 0.068 = 0.965 \Rightarrow$$

\Rightarrow Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$A_a = \frac{M_u}{\beta_u \times d \times \sigma_s} = \frac{288.92 \times 1000}{0.965 \times 77.5 \times 348} = 11.10 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_a = 4\text{HA16 fil} + 4\text{HA16 chap} = 16.08 \text{ cm}^2$.

Sens y-y :

On suit les mêmes étapes que les précédentes.

Les résultats des ferraillements sont résumés dans le tableau qui suit :

Se ns	Zone	M_u	μ	β	Secti on	A_{st} [cm ²]]	$A_{dopté}$ [cm ²]
X-X	Appui	144.4	0.003	0.98	SSA	5.45	4HA16fil

		6	4	3			+4HA16chap=16.08cm ²
	Travée	288.92	0.068	0.965	SSA	11.10	4HA16fil+4HA16chap=16.08cm ²
Y-Y	Appui	216.82	0.050	0.974	SSA	8.25	4HA16fil +4HA16chap=16.08cm ²
	Travée	108.81	0.026	0.988	SSA	4.08	4HA16fil+4HA16chap=16.08cm ²

– Armatures transversales :

Espacement des barres :

➤ Diamètre des barres

Tableau.VII.6. Ferrailage adopté pour la

section

Soit : $\Phi = 8 \text{ mm}$.

➤ En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \Phi_l \right) = \min (20; 19.2) = 19.2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

➤ En zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$.

On prend $S_t = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ en zone nodale.

On prend $S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ en zone courante.

➤ Armature transversales minimales : (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

$$A_{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

➤ Armatures de peau : (BAEL91, Art 4.5.34)

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section étant au moins égale à $3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en dehors des zones.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm , la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour $\Rightarrow 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$

b. Vérification à l'ELU :

– **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 50 \times 77.5 \times 2.1}{400} = 4.68 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_s = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

En travées : $A_s = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.68 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée.

– **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

• **Sens transversal :**

$$T_{u \max} = 437.75 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{437.75 \times 10^3}{500 \times 775} = 1.13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Sens longitudinal :**

$$T_{u \max} = 358.58 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{358.58 \times 10^3}{500 \times 775} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

– **Influence de l'effort tranchant sur le béton et les armatures**

Influence de l'effort tranchant sur le béton (B.A.E.L.91.art. 5.1, 313)

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b \frac{d}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b \cdot d} \leq 0.8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \leq 0.267 \times b \times d \times f_{c28}$$

• **Sens transversal :**

$$V_u^{\max} = 437.75 \text{ kN} < 0.267 \times 0.50 \times 0.775 \times 25 \times 10^3 = 2589.56 \text{ kN}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée.

• **Sens longitudinal :**

$$V_u^{\max} = 358.58 \text{ kN} < 0.267 \times 0.50 \times 0.775 \times 25 \times 10^3 = 2589.56 \text{ kN}$$

⇒ La condition est vérifiée

c. Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton (Art A.4.5.2/BAEL 91).

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times A_s \times d} \quad ; \rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

La fissuration étant préjudiciable (risque de corrosions et des infiltrations d'eau)

$$\sigma'_s = 201.6 \text{ MPa.}$$

Les vérifications sont résumées dans les tableaux suivants :

Sens	Zone	M _s KN.m	A _t cm ²	ρ ₁	K ₁	β ₁	σ _s MPa	$\overline{\sigma}_s$ MPa	σ _{bc} MPa	$\overline{\sigma}_{bc}$ MPa	ob s
x-x	Appuis	216.8 2	16.0 8	0.41 8	35.5 0	0.90 1	193.1 0	201. 6	5.4 4	15	CV
	Travée	108.8 1	16.0 8	0.41 8	35.5 0	0.90 1	96.91	201.6	2.73	15	CV
y-y	Appuis	256.2 8	16.0 8	0.41 8	35.5 0	0.90 1	228.2 4	201.6	6.43	15	CV
	Travée	129.1 2	16.0 8	0.41 8	35.5 0	0.90 1	114.2 0	201.6	3.22	15	CV

Tab.VII.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

Chapitre VIII

Etude du mur plaque

VIII.1. Introduction

Les murs de soutènement sont des ouvrages en béton armé destinés à reprendre les poussées des terres qui provoquent leur glissement.

Dans notre cas, un mur plaque simple est prévu pour retenir la totalité des poussées des terres.

VIII.2. Pré-dimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 2003 (Art 10.1.2) est de 15 cm.

On opte pour une épaisseur de 20cm.

VIII.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_h et σ_v : tel que : $\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v$

Avec : K_0 : Coefficient des poussées de terre au repos $K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$

σ_h : Contraintes horizontales.

σ_v : Contrainte verticales.

φ : Angle de frottement interne.

La contrainte admissible de sol : $\sigma_{sol} = 2.17$ bars.

$\beta = 0$: angle de la surface du remblai horizontal.

$\lambda = 0$: la paroi de mur est verticale.

$\delta = 0$: obliquité nulle de la force de poussé (Rankine est applicable)

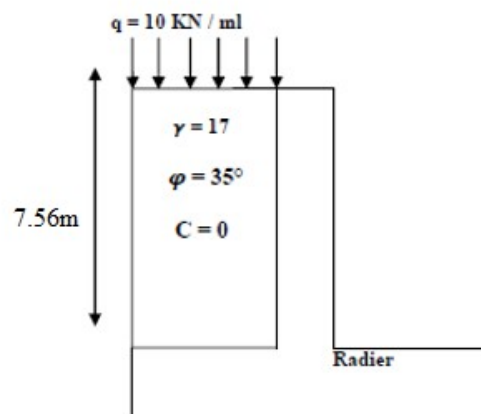


Fig.VIII.1. Schéma statique du mur plaque

VIII.3.1. Données de calcul

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$.
- Caractéristiques du sol :
 - $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poids volumique des terres : } \gamma = 17 \text{ KN / m}^3 \\ \text{Angle de frottement : } \varphi = 35^\circ \\ \text{Cohésion : } C = 0 \end{array} \right.$

VIII.3.2. Calcul des sollicitations

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{1 - \sin 35}{\cos 35} = 0.52$$

$$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

- **ELU :**

Pour la couche 1 : $0 \leq h \leq 3.06 \text{ m}$

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = K_0 (1.35 \gamma h + 1.5q)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 1.5 \times 10 \times 0.52 = 7.8 \text{ KN/m}^2 \\ h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (1.35 \times 17 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 44.318 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour la couche 2 : $3.06 \leq h \leq 7.56 \text{ m}$

$$\sigma_{h2} = K_0 (1.35 \times \gamma \times h_2 + 1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.5 (1.35 \times 17 \times h_2 + 1.35 \times 17 \times h_1 + 1.5 \times 10)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 3.06 \rightarrow \sigma_{h2} = 44.531 \text{ KN/m}^2 \\ h = 7.56 \rightarrow \sigma_{h2} = 85.227 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

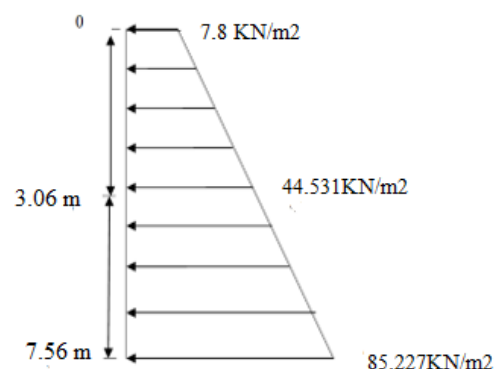


Fig. VIII.2. Diagrammes des contraintes à ELU

- ELS :

Pour la couche 1 : $3.06 \leq h \leq 7.56$ m

$$\sigma_h = K_0 \sigma_v = K_0(\gamma h + q)$$

$$\begin{cases} h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0.52 \times 10 = 5.2 \text{ KN/m}^2 \\ h = 3.06 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0.52 \times (17 \times 3.06 + 10) = 32.25 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Pour la couche 2 : $3.06 \leq h \leq 7.56$ m

$$\sigma_{h2} = K_0 (1.35 \times \gamma \times h_2 + 1.35 \times \gamma \times h_1 + 1.5 \times q)$$

$$\sigma_{h2} = 0.5 (1.35 \times 17 \times h_2 + 1.35 \times 18 \times 4.5 + 1.5 \times 10)$$

$$\begin{cases} h = 3.06 \rightarrow \sigma_{h2} = 32.25 \text{ KN/m}^2 \\ h = 7.56 \rightarrow \sigma_{h2} = 59.30 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

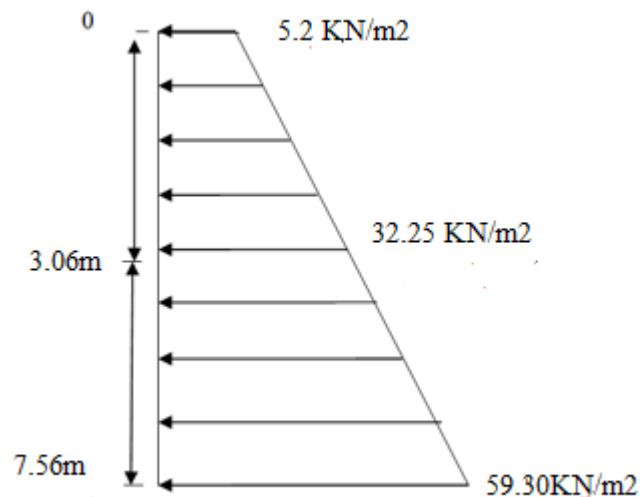


Fig.VIII.3. Diagramme des contraintes à ELS.

VIII.3.3. Charges moyennes

- ELU :

$$q_u = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 85.227 + 7.8}{4} \times 1m = 65.87 \text{ KN/ml}$$

- ELS :

$$q_s = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 59.30 + 5.2}{4} \times 1m = 45.78 \text{ KN/ml}$$

VIII.4. Ferrailage du mur plaque

a) Identification des panneaux :

On a : $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.6}{4.5} = 0.8$

Avec : $L_x = 3.6m$
 $L_y = 4.5 m$

Donc : $0,4 < \rho = 0.8 < 1 \Rightarrow$ le panneau travaille dans les deux sens.

b) Calcul a l'ELU :

On a : $\rho = 0.8, \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$

Alors : $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0565 \times 65.87 \times (3.6)^2 = 48.23 \text{ KN.m}$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.595 \times 48.23 = 28.70 \text{ KN.m}$$

c) Correction des moments :

- Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 48.23 = 24.115$

KN.m

En travée : $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 48.23 = 36.17$

KN.m

- **Sens-y-y :**

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 28.70 = 14.$

35KN.m

En travée : $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 28.70 =$

21.53 KN.m

d) **Calcul des armatures :**

On a : $b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 17.5 \text{ cm}$

Sens	Mu (KN.m)	μ	β	ob s	A_{min} (cm ²)	Ast (cm ²)	A adp (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Ma= 24.115	0.056	0.972	SSA	2	4.07	6HA10= 4.71cm ²	15
	Mt = 36.17	0.084	0.956	SSA	2	6.2	6HA12= 6.78cm ²	15
Y-Y	Ma =14.35	0.032	0.984	SSA	2	2.39	6HA10= 4.71cm ²	15
	Mt = 21.53	0.050	0.974	SSA	2	3.63	6HA10= 4.71cm ²	15

Tableau.VIII.1. Ferrailage du Mur plaque.

VIII.5. Recommandation RPA

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)

$$\Rightarrow A_{min} \geq 0,001b h = 0,001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de **HA8**.

VIII.6. Vérification a l'ELS

On a : $\rho = 0.8$, $\nu = 0.2 \Rightarrow \mu_x = 0.0632$
 $\mu_y = 0.710$

Alors : $M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 = 0.0632 \times 45.78 \times (3.6)^2 = 37.5 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.710 \times 45.78 = 26.62 \text{ KN.m}$

Correction des moments :**Sens x-x:**

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 37.5 = 18.75 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 37.5 = 26.13 \text{ KN.m}$

Sens y-y:

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 26.62 = 13.31 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 26.62 = 19.97 \text{ KN.m}$

- Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

On a : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{M}{\beta_1 \times d \times A} ; K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} ; \rho = \frac{100 A_s}{bd}$

Sens	Ms (KN.m)	As	ρ	β_1	K	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
X-X	Ma = 18.75	4.71	0.268	0.918	45.98	247.80	5.39	15	CV
	Mt = 26.13	6.78	0.388	0.904	37.08	243.61	6.56	15	CV
Y-Y	Ma = 13.31	4.71	0.268	0.921	45.98	175.33	3.81	15	CV
	Mt = 19.97	4.71	0.268	0.921	45.98	263.06	5.72	15	CV

Tableau.VIII.2. Vérification des contraintes du béton à ELS.

- **Vérification des espacements :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de mur.

Sens x-x:

$$St \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = \min \{3 \times 20 ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y:

$$St \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = \min \{4 \times 20 ; 45\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

$$St = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \Rightarrow \textbf{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

- L'épaisseur du mur plaque est de **20cm**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :

Sens x-x :

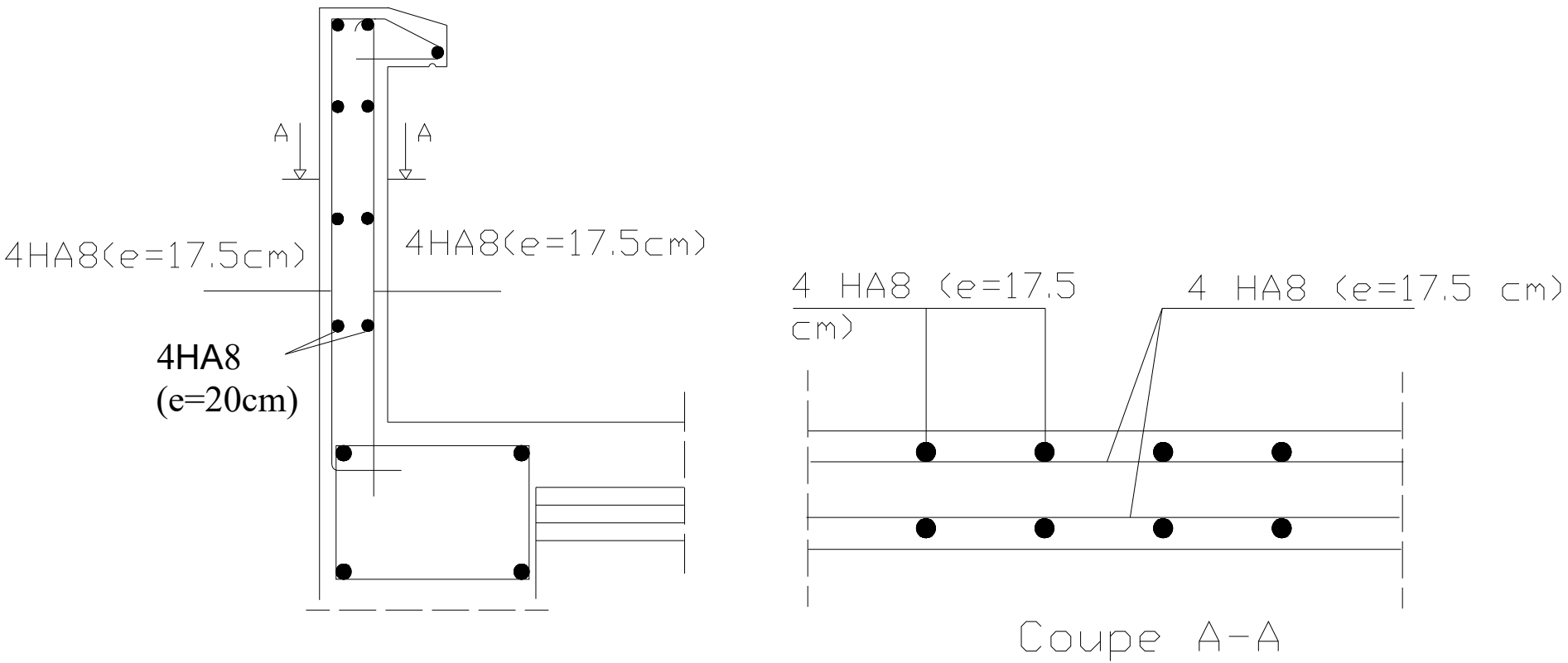
En travée : **6HA10/ml** avec un espacement de **15cm**.

Aux appuis : **6HA12/ml** avec un espacement de **15 cm**.

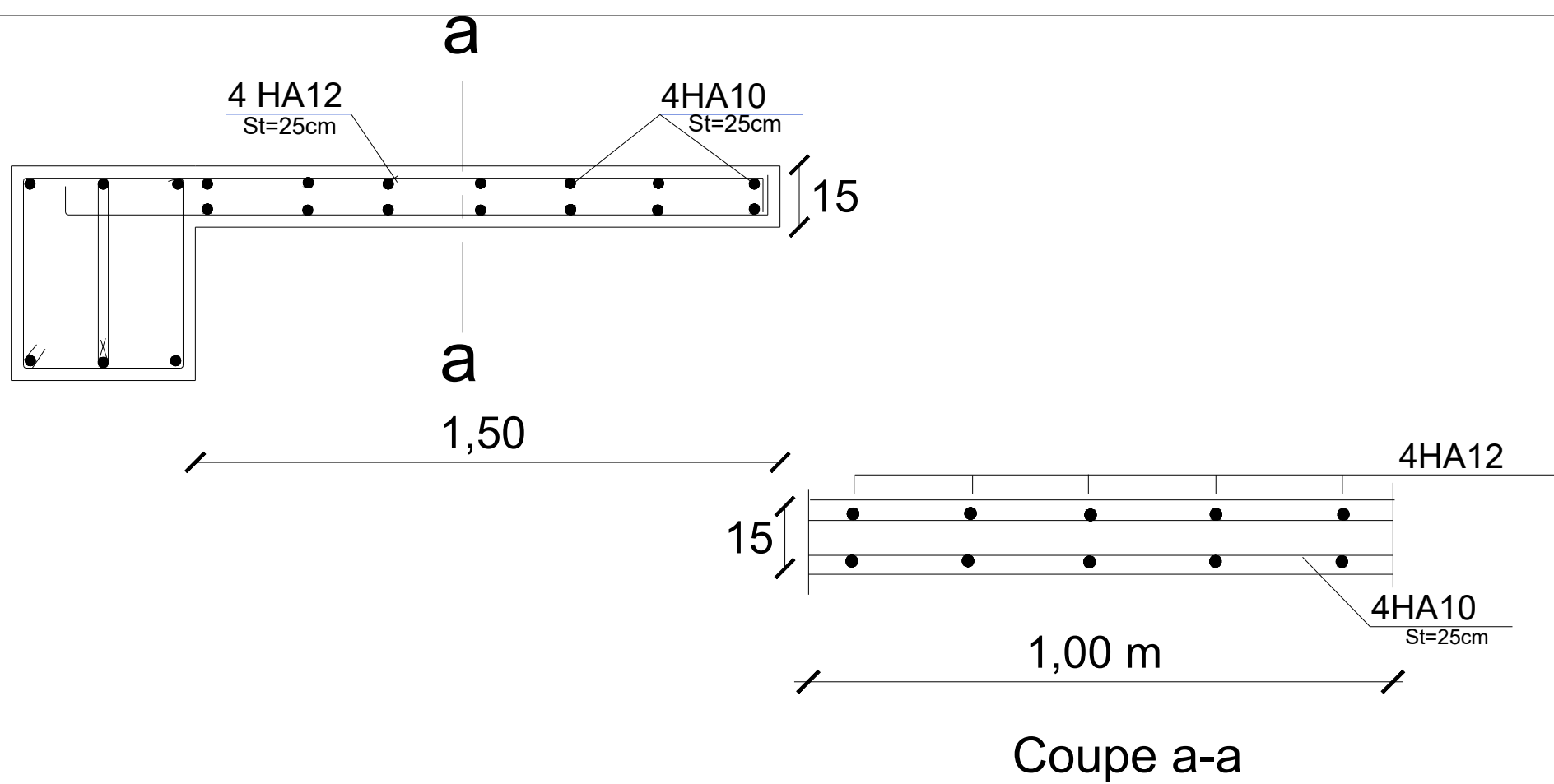
Sens-y-y :

En travée : **6HA10/ml** avec un espacement de **15 cm**.

Aux appuis : **6HA10/ml** avec un espacement de **15 cm**.

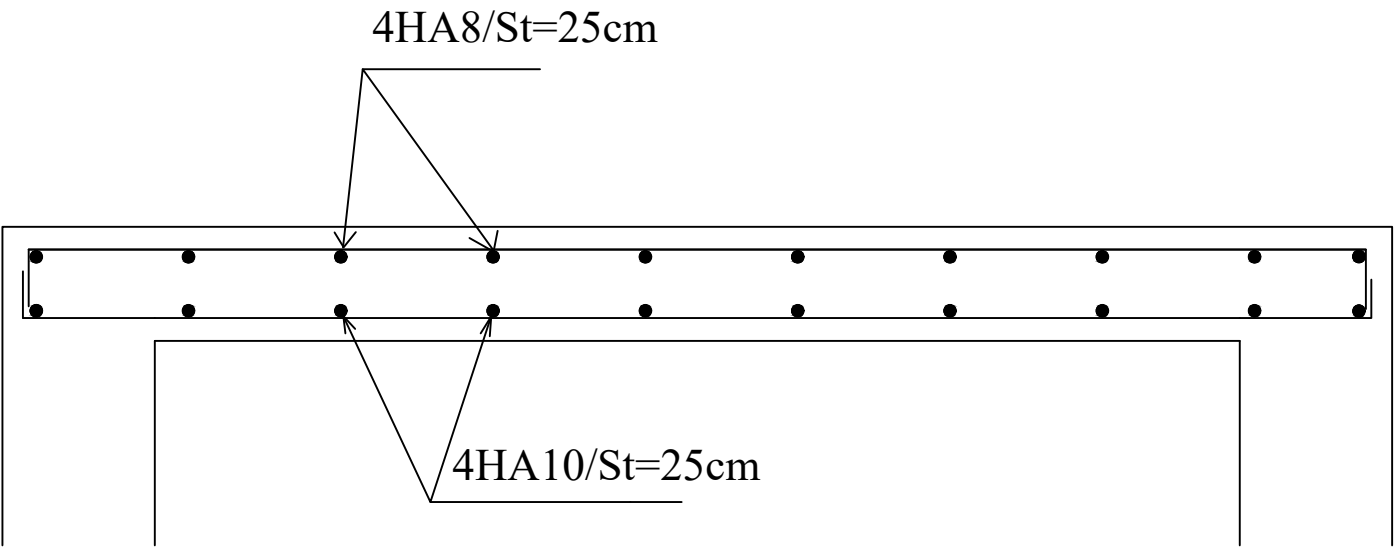


Coffrage et ferrailage de l'acrotère

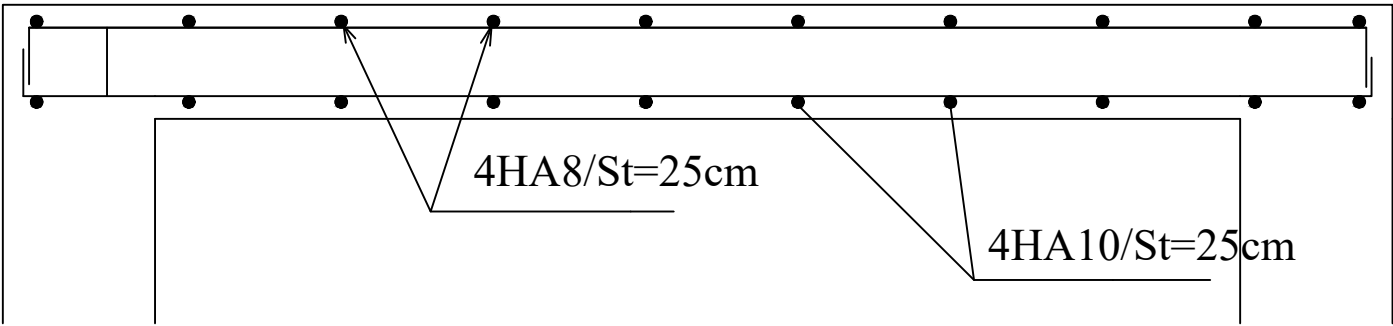


-Coffrage et ferrailage du balcon-

Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA Mlle ACHOUR KAMELIA	Coffrage et ferrailage de l'acrotère et du balcon	2019/2020
Encadré par: Mme MEZIANI		

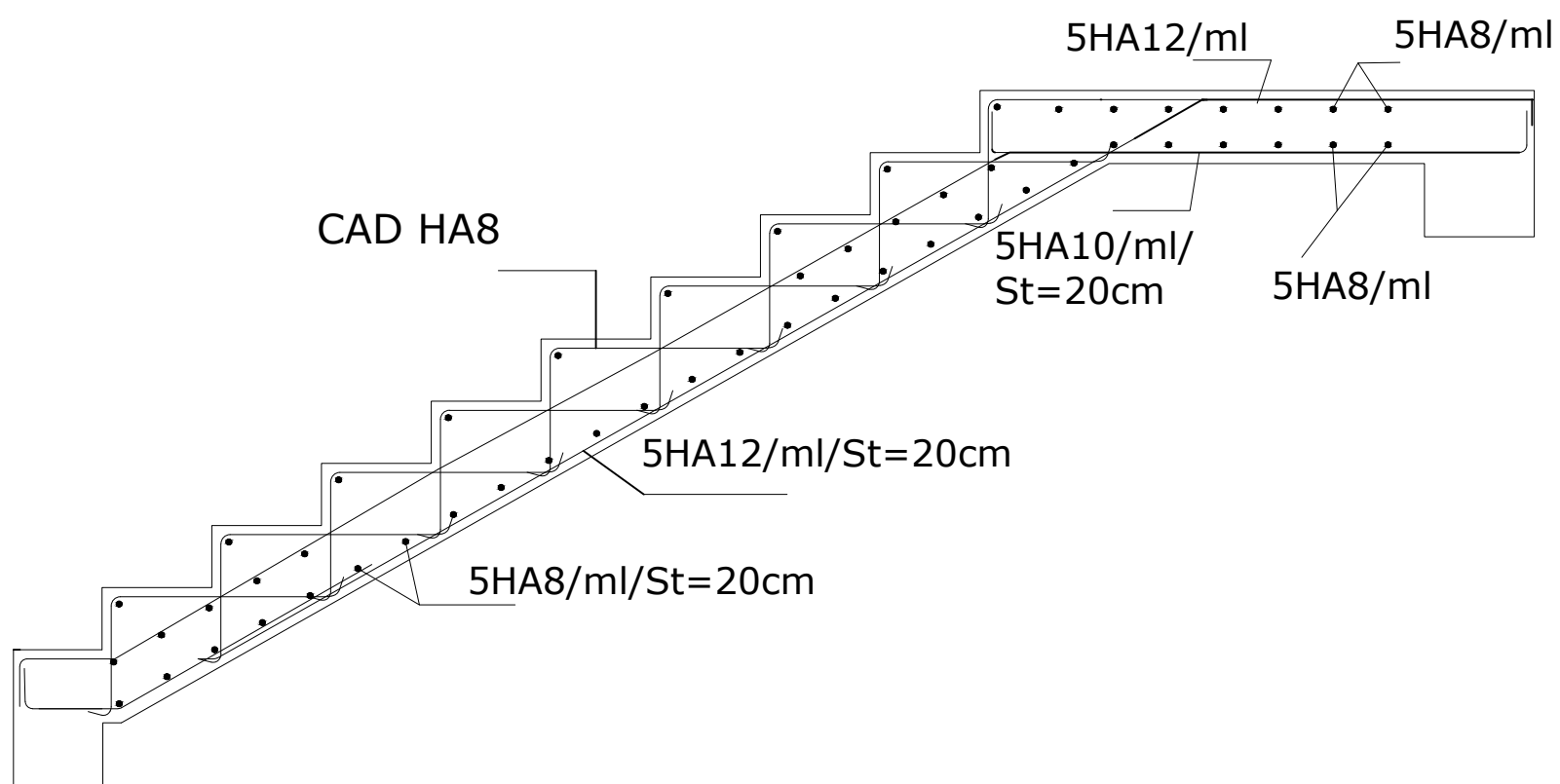


Ferrailage suivant x-x

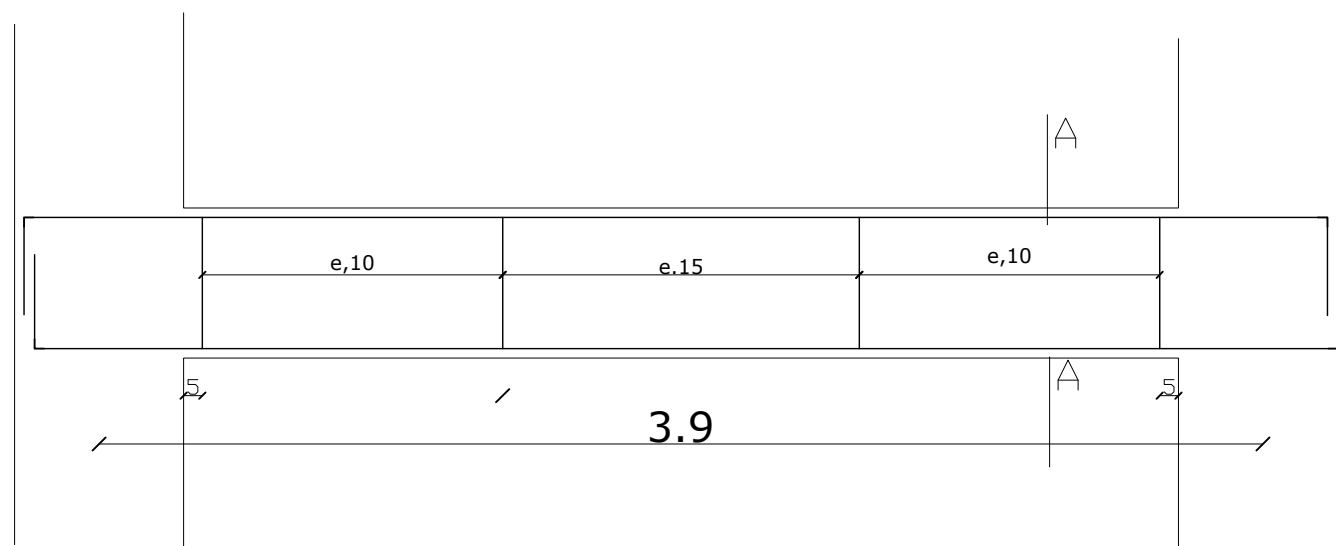


Ferrailage suivant y-y

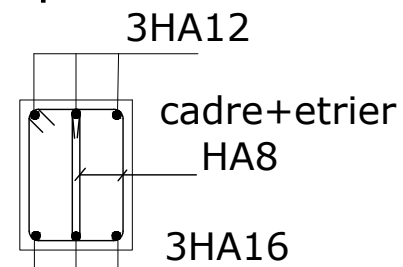
Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA Mlle ACHOUR KAMELIA	Ferrailage de la dalle salle machine	2019/2020
Encadré par: Mme MEZIANI		



Ferrailage de l'escalier



Coupe A-A



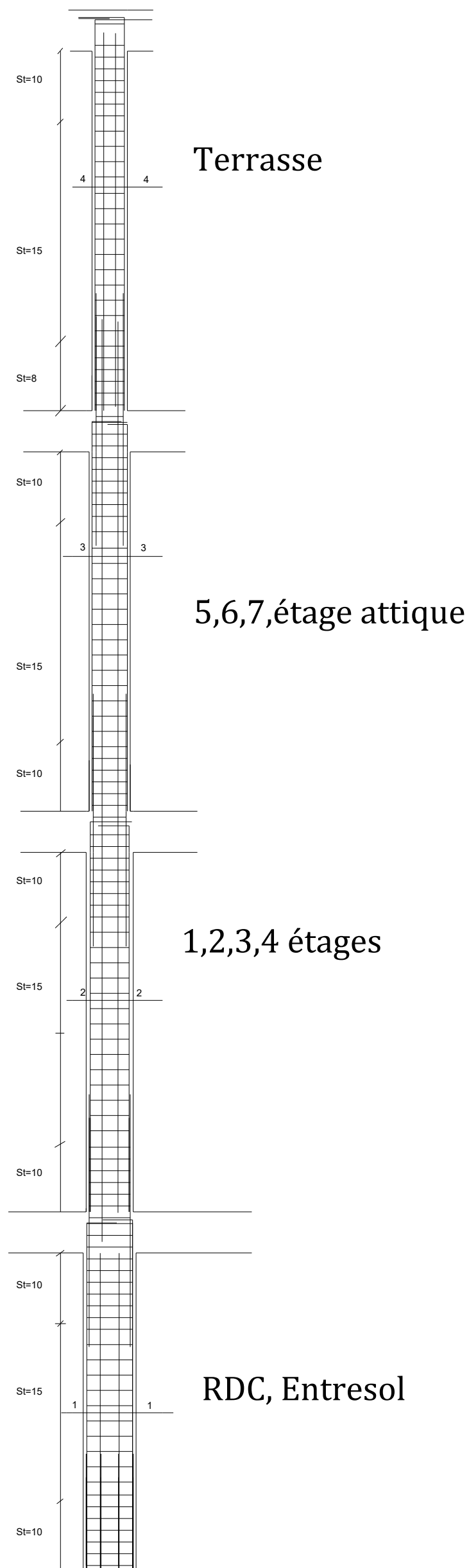
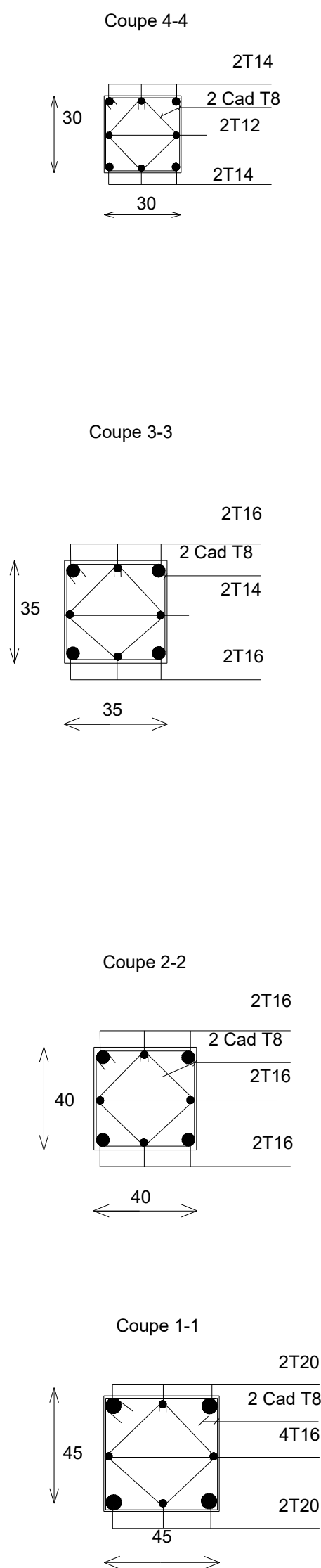
Ferrailage de la poutre palière (25x30)

Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA
Mlle ACHOUR KAMELIA

Encadré par: Mme MEZIANI

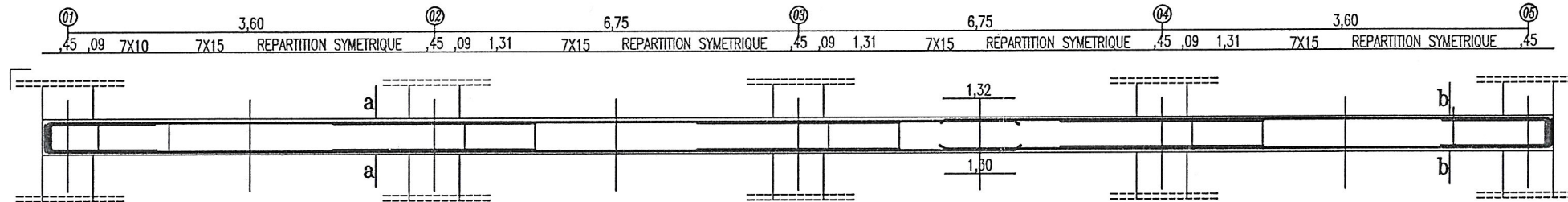
Ferrailage de l'escalier
et de la poutre palière

2019/2020

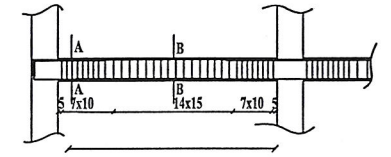


Présenté par: Mlle ABDENNBI DYHIA Mlle ACHOUR KAMELIA	FERRAILLAGE DES POTEaux	2019/2020
Encadré par: Mme MEZIANI		

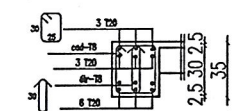
FERRAILLAGE POUTRES AXES A-B-C-D-E-F NIVEAU +4,59 à +35,13



Détails de la poutre selon les axes: 1,2,3,4,5



POUTRE SECONDAIRE

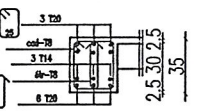


2,5 25 2,5

30

AUX APPUIS

POUTRE SECONDAIRE

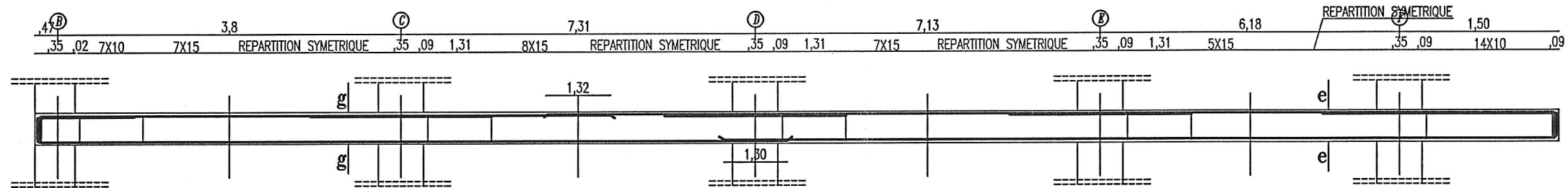


2,5 25 2,5

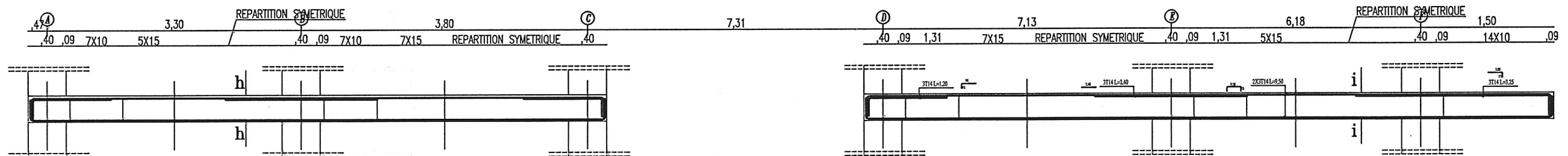
30

En travées

FERRAILLAGE POUTRES AXES 04-05 NIVEAU +35,13



FERRAILLAGE POUTRE AXE 02 NIVEAU +10,65 à +32,07



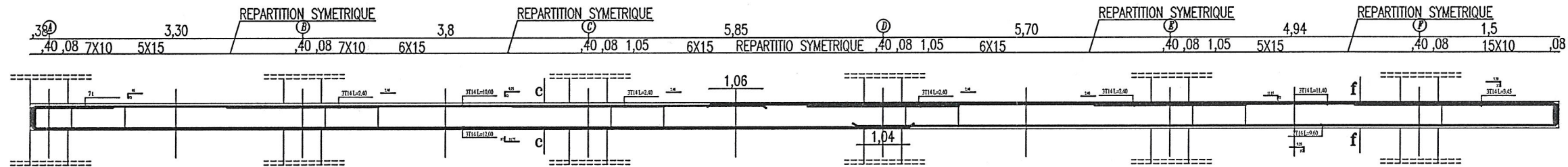
Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Dirigé par : Mme MEZIANI

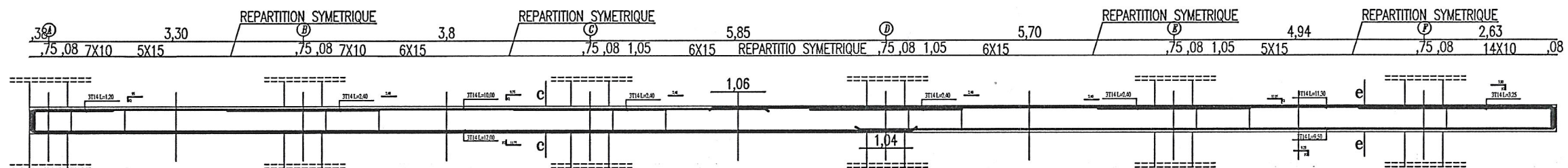
Coffrage et ferrailage des poutres principales et secondaires

2019/2020

FERRAILLAGE POUTRES AXES 04-05 NIVEAU +10,65 à +32,07

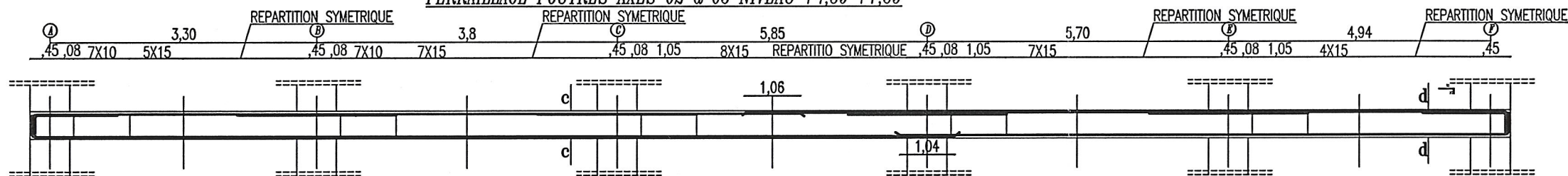


FERRAILLAGE POUTRE AXE 03 NIVEAU +10,65 à +32,07

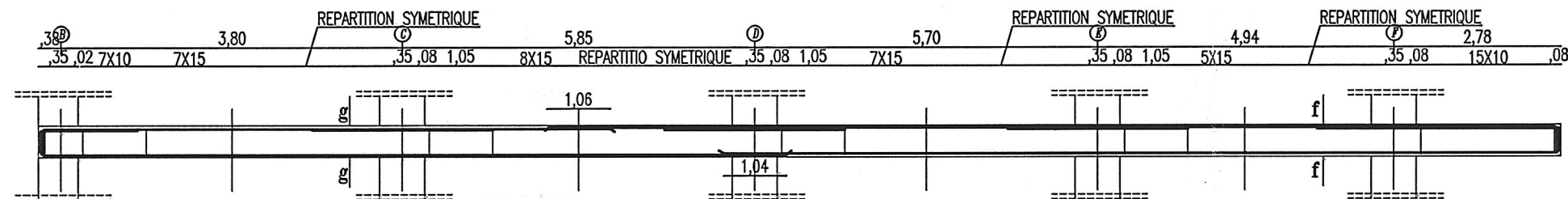


FERRAILLAGE POUTRES AXES 01 NIVEAU +4,59 à +35,13

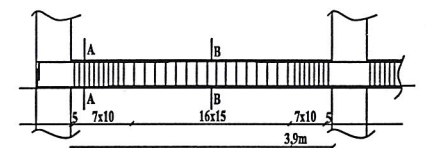
FERRAILLAGE POUTRES AXES 02 à 05 NIVEAU +4,59 +7,59



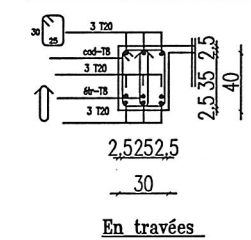
FERRAILLAGE POUTRES AXES 02-03 NIVEAU +35,13



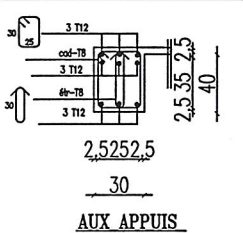
Détails de la poutre selon les axes: 1,2,3,4,5



COUPE POUTRE PRINCIPALE



COUPE POUTRE PRINCIPALE

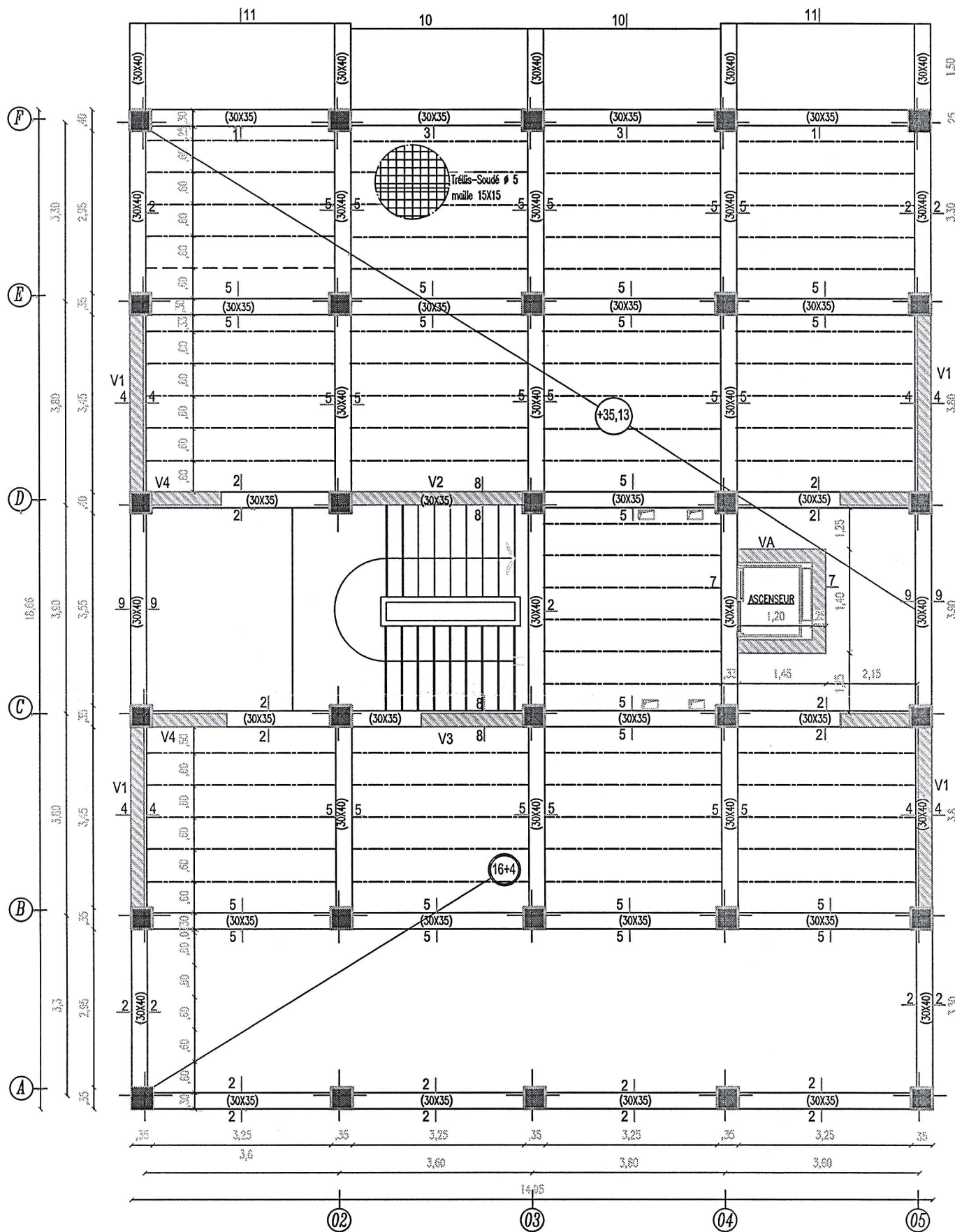


Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Dirigé par : Mme MEZIANI

Coffrage et ferrailage des poutres principales et secondaires

2019/2020



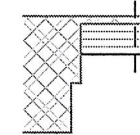
COUPE 1-1



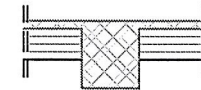
COUPE 2-2



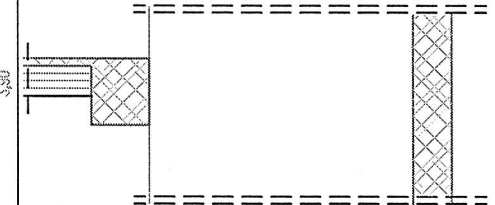
COUPE 3-3



COUPE 4-4



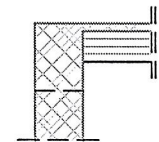
COUPE 5-5



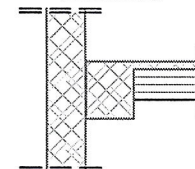
COUPE 6-6



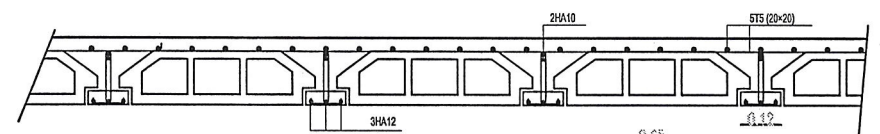
COUPE 7-7



COUPE 9-9



- FERRAILAGE DU PLANCHER -

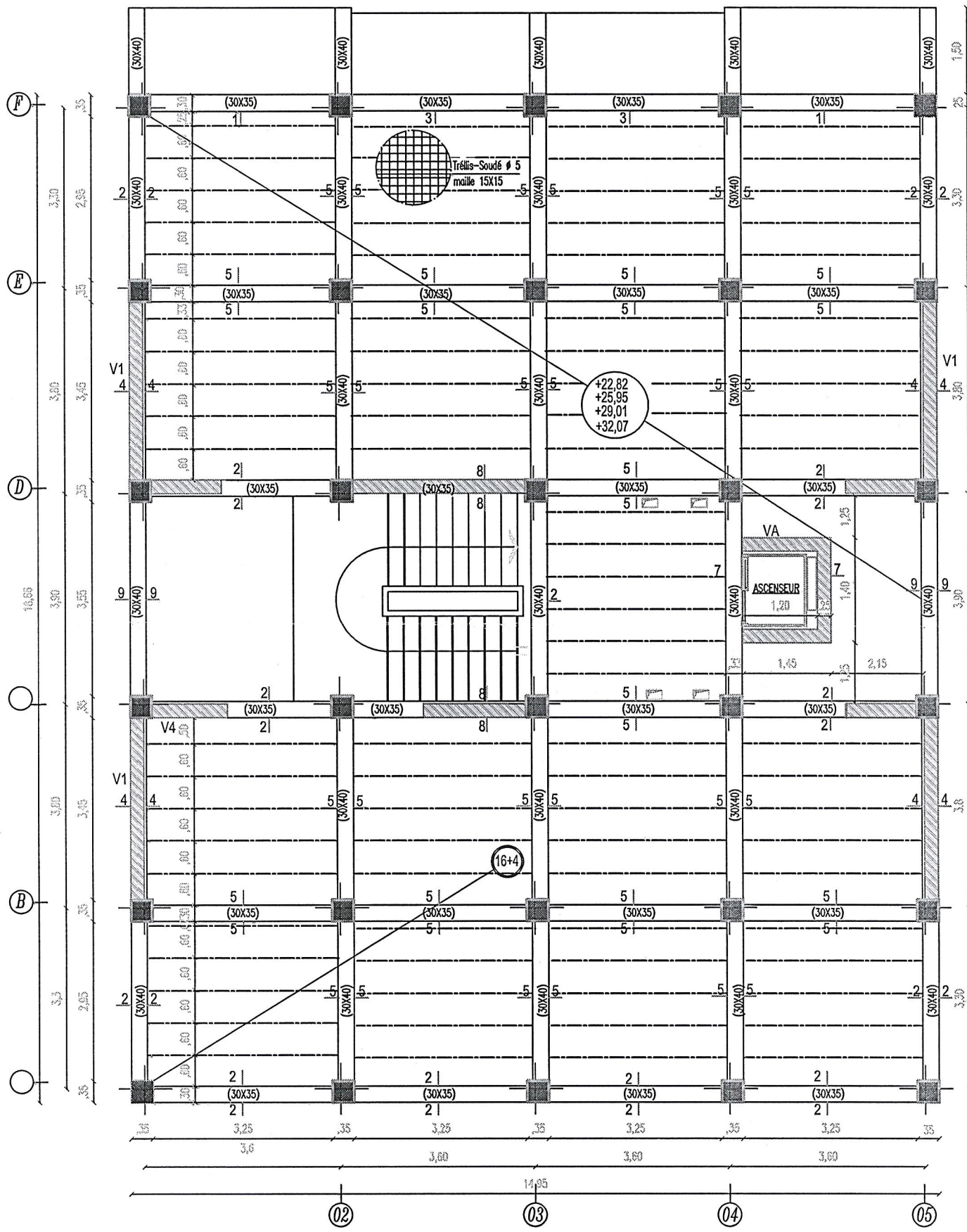


Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Dirigé par : Mme MEZIANI

Coffrage plancher niveau +35,13

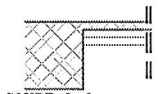
2019/2020



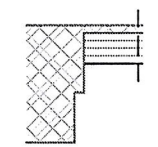
COUPE 1-1



COUPE 2-2



COUPE 3-3



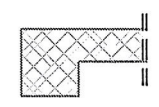
COUPE 4-4



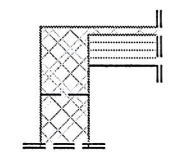
COUPE 5-5



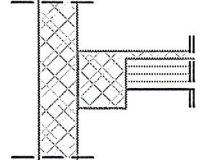
COUPE 6-6



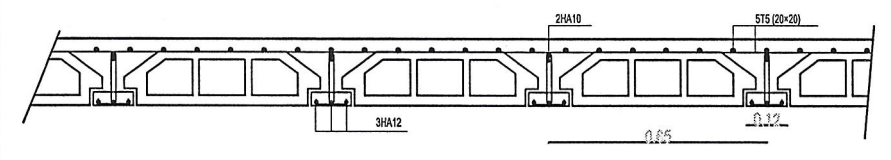
COUPE 7-7



COUPE 9-9



- FERRAILLAGE DU PLANCHER -

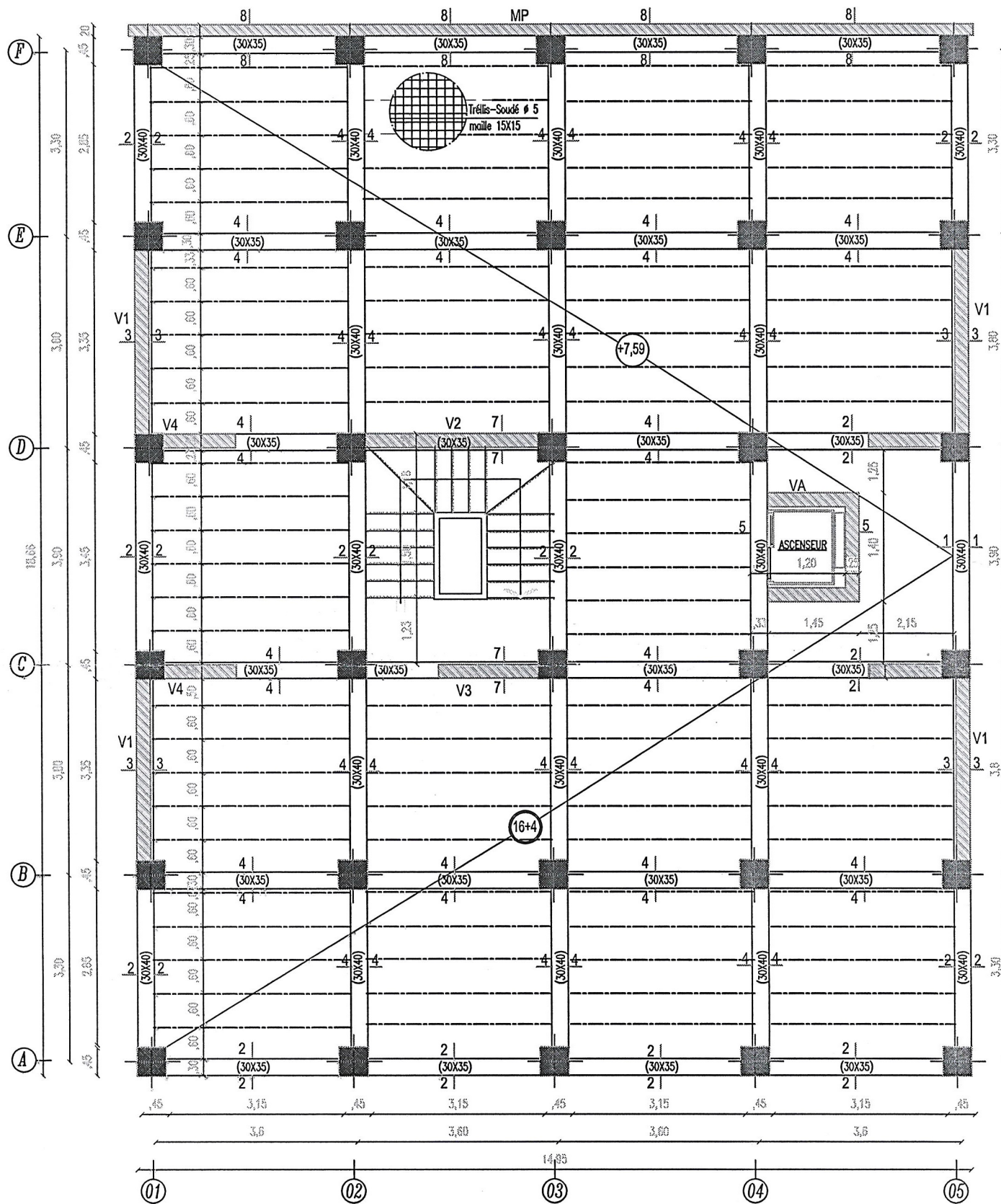


Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Dirigé par : Mme MEZIANI

Coffrage plancher niveau
+22,8,+25,95,+29,01,+32,07

2019/2020



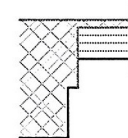
COUPE 1-1



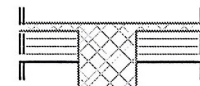
COUPE 2-2



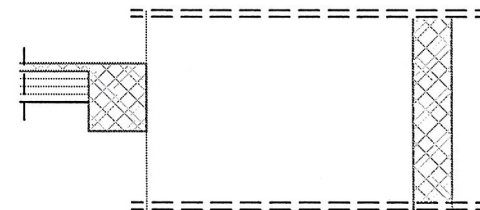
COUPE 3-3



COUPE 4-4



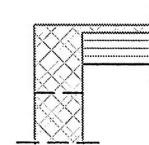
COUPE 5-5



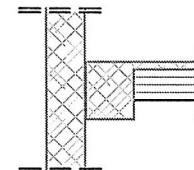
COUPE 6-6



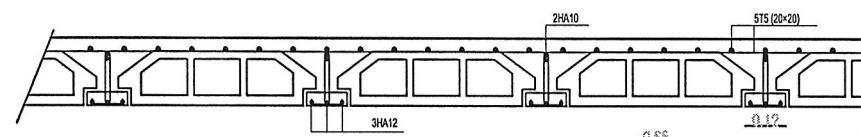
COUPE 7-7

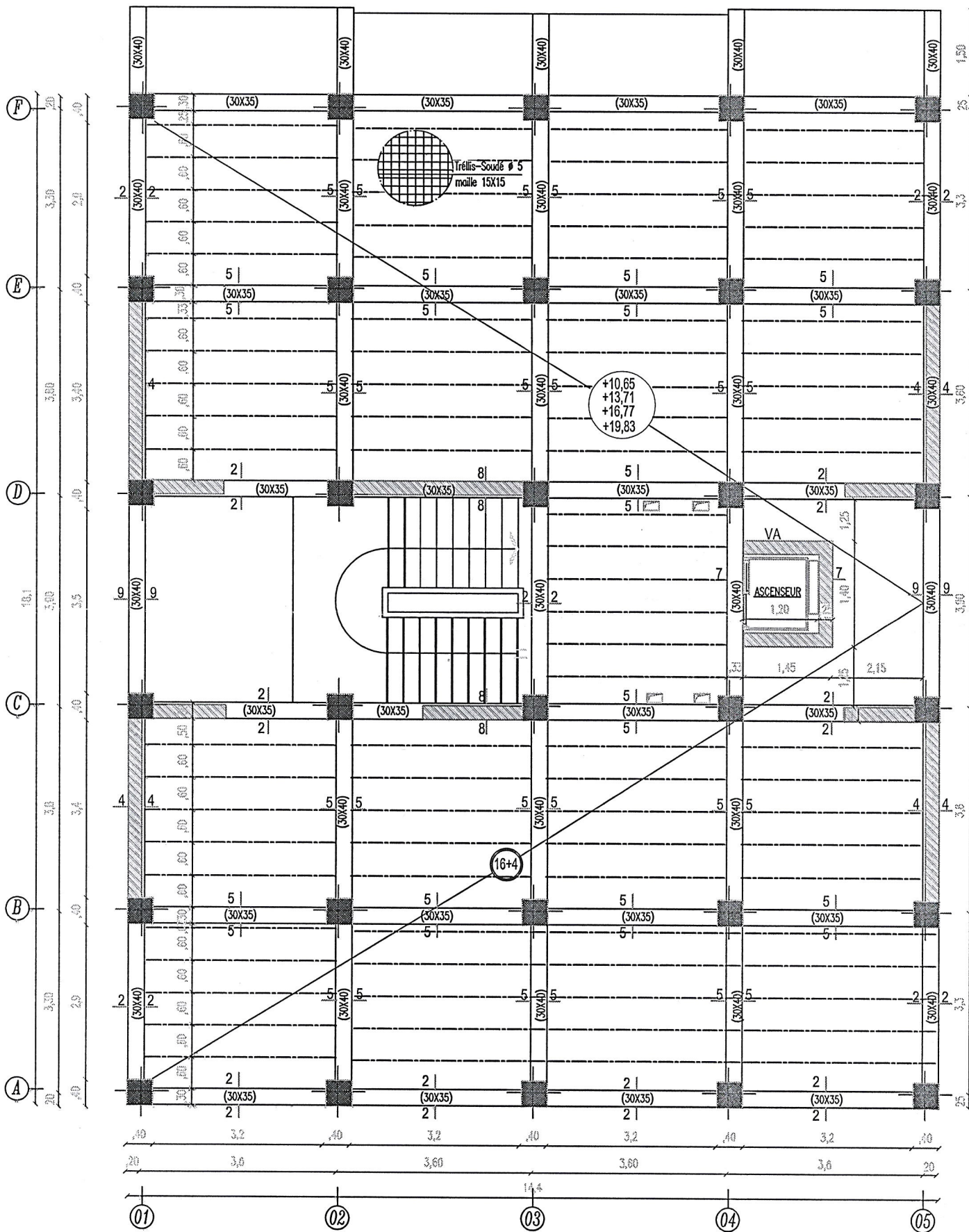


COUPE 9-9



- DETAIL DU PLANCHER -





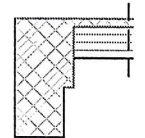
COUPE 1-1



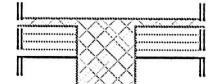
COUPE 2-2



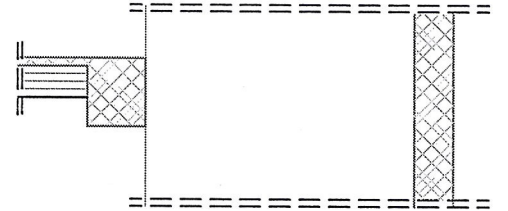
COUPE 3-3



COUPE 4-4



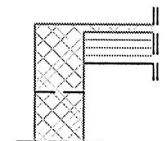
COUPE 5-5



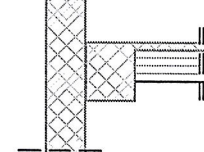
COUPE 6-6



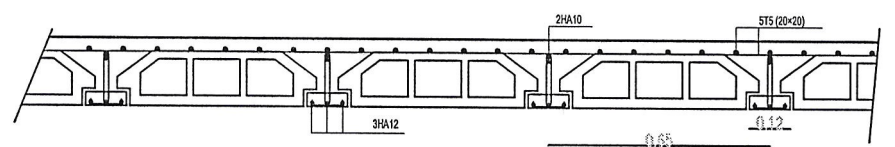
COUPE 7-7



COUPE 9-9



- FERRAILLAGE DU PLANCHER -

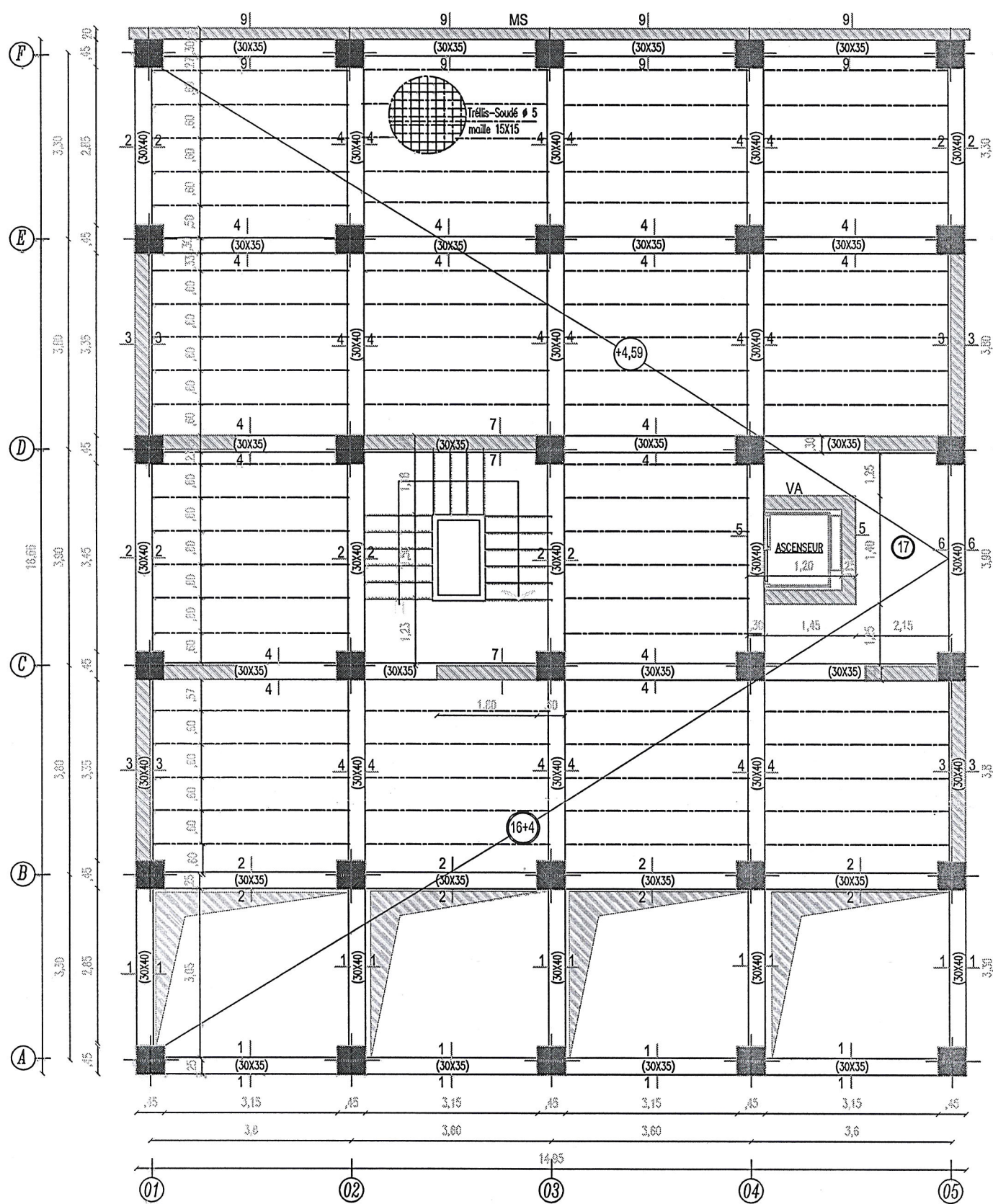


Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Dirigé par : Mme MEZIANI

Coffrage plancher niveau
+10,64,+13,71,+16,77,+19,83

2019/2020



COUPE 1-1



COUPE 2-2



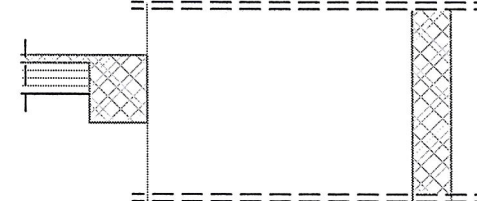
COUPE 3-3



COUPE 4-4



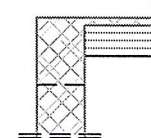
COUPE 5-5



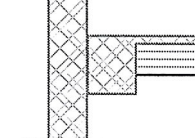
COUPE 6-6



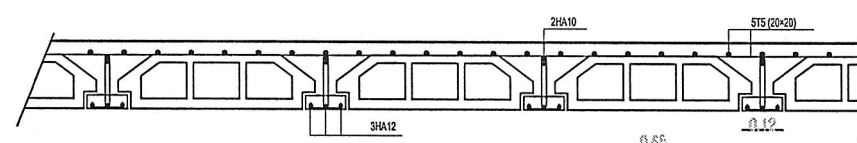
COUPE 7-7



COUPE 9-9



- DETAIL DU PLANCHER -

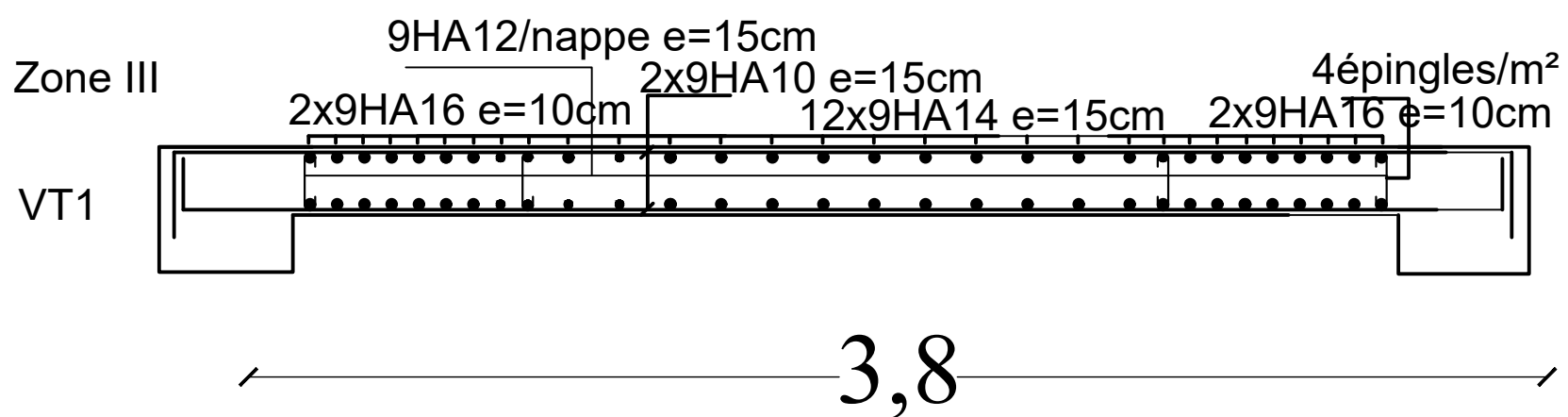
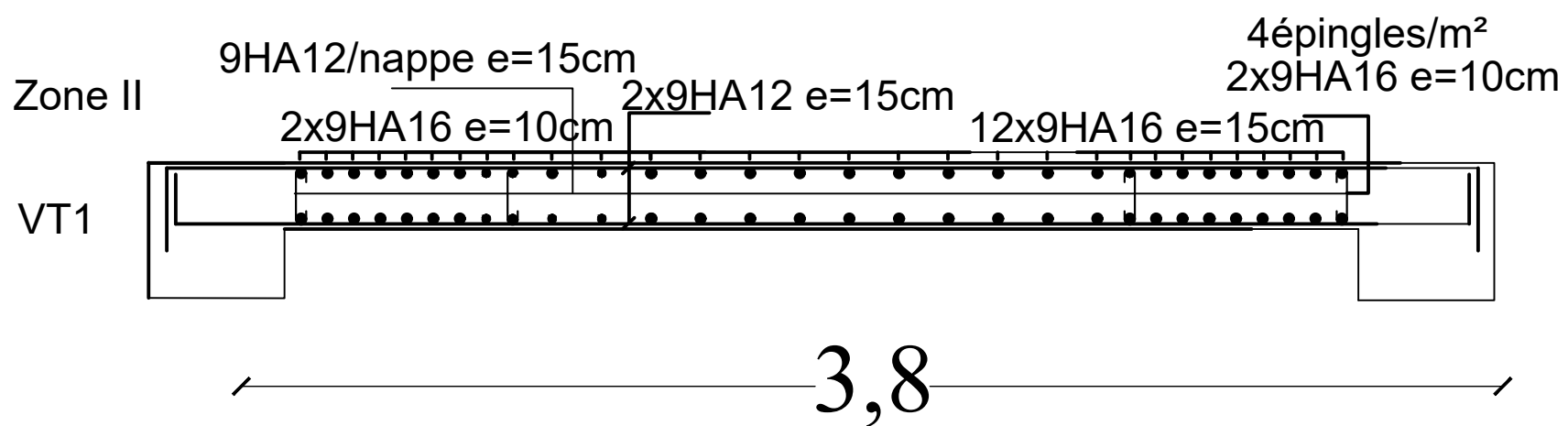
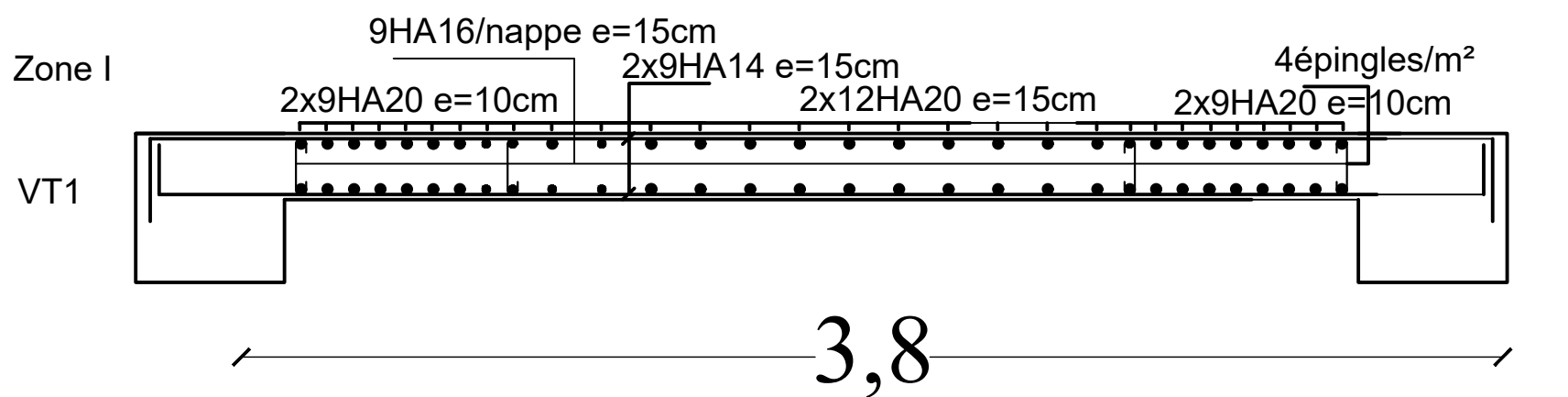


Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Dirigé par : Mme MEZIANI

Coffrage plancher niveau +4,5

2019/2020



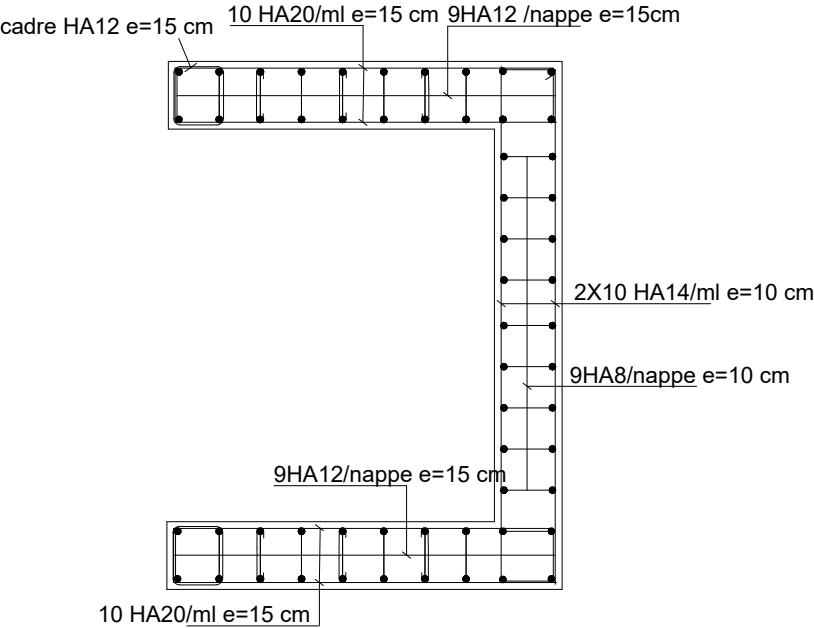
Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Dirigé par : Mme MEZIANI

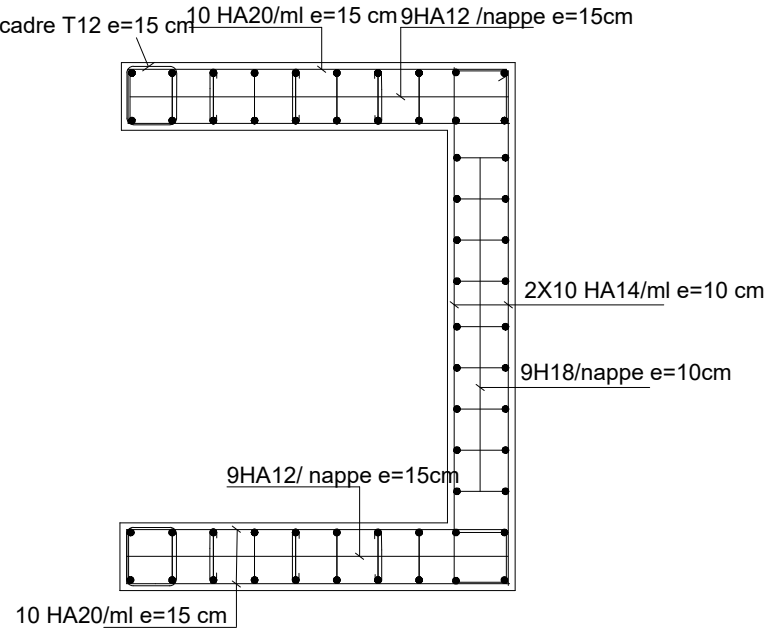
Ferrailage des voiles transversaux

2019/2020

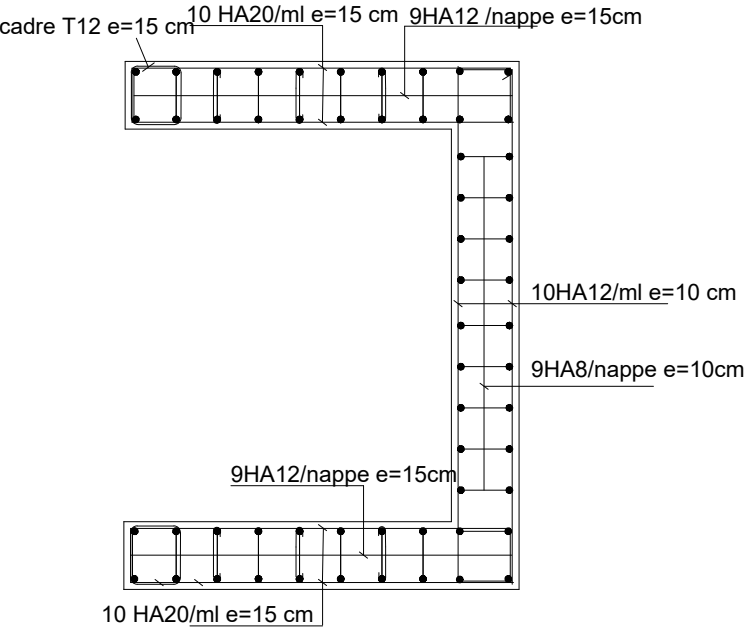
Zone I



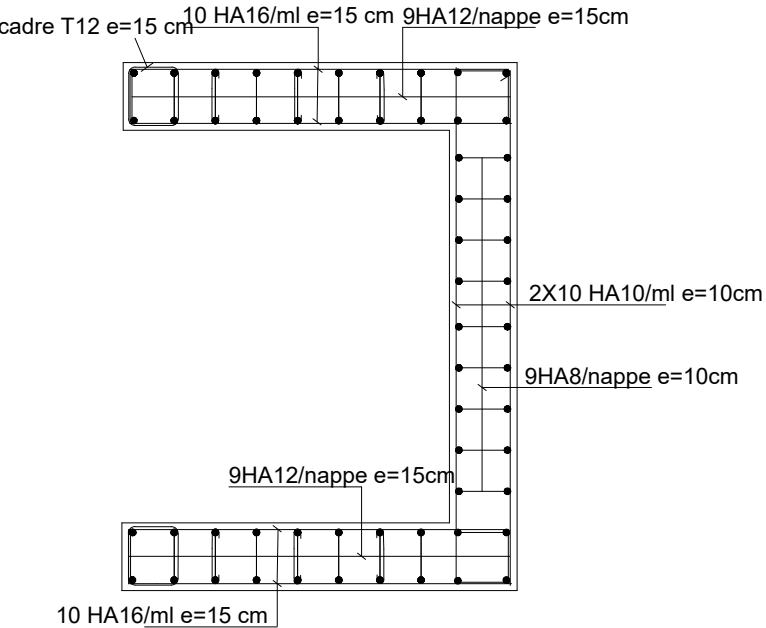
Zone II



Zone III



Zone IV

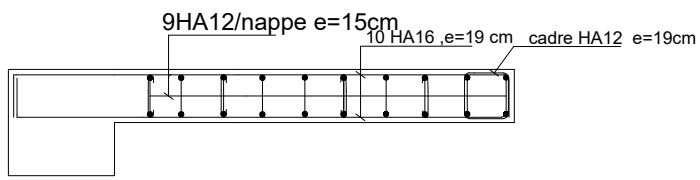
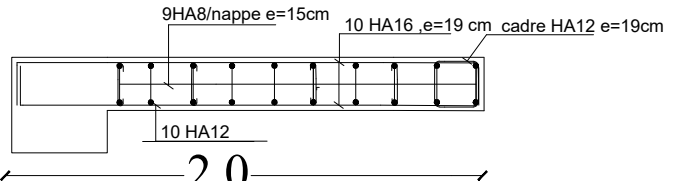
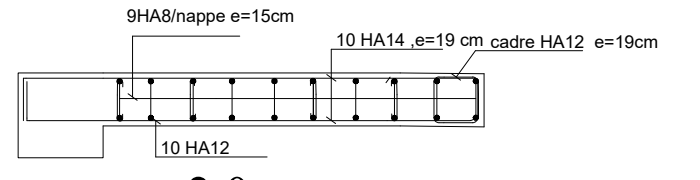
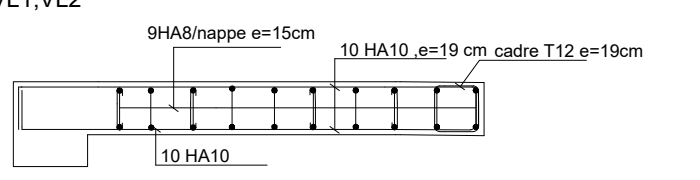
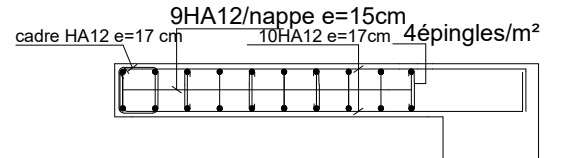
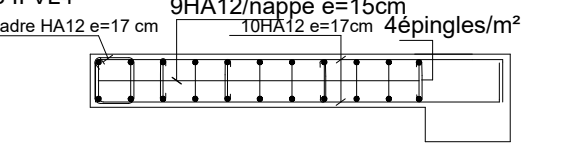
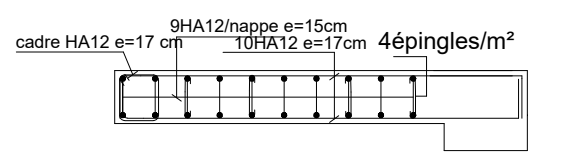
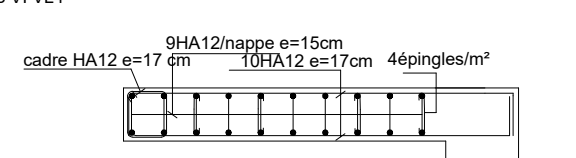
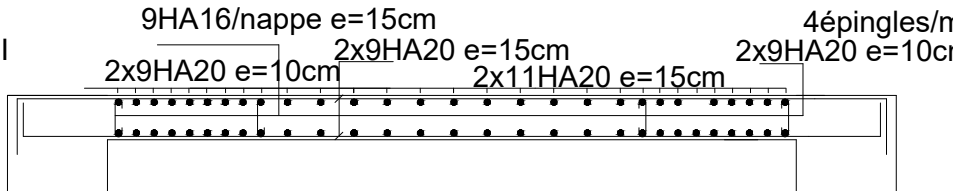
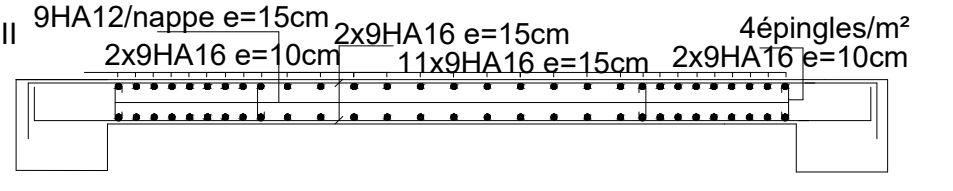
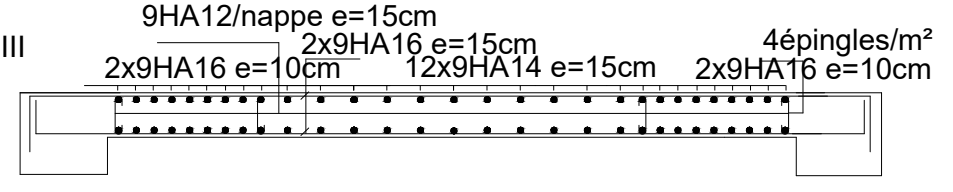
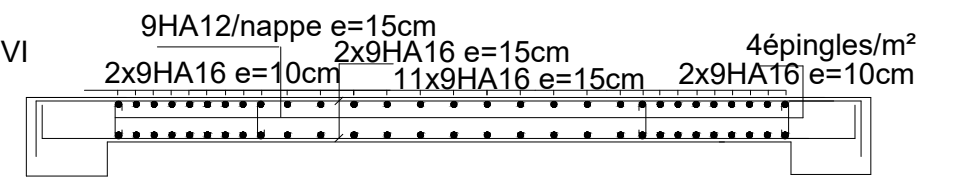


Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Dirigé par : Mme MEZIANI

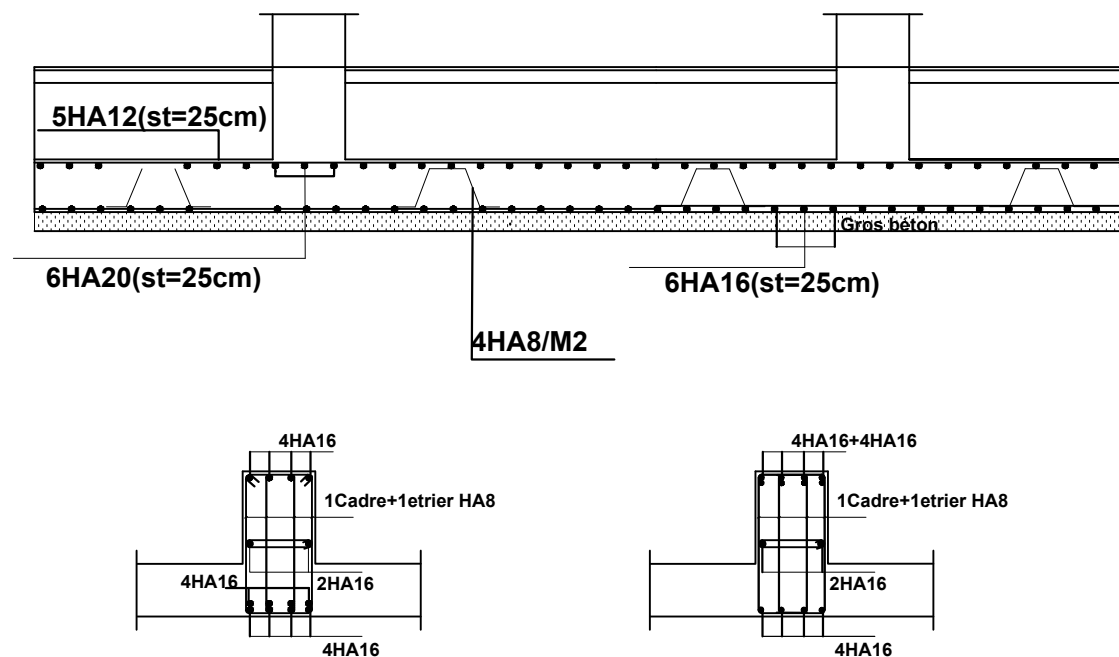
Ferraillage du voile de l'ascenseur

2019/2020

<div><div>Zone I VL1,VL2</div><div></div><div>2,0</div></div> <div><div>Zone II VL1,VL2</div><div></div><div>2,0</div></div> <div><div>Zone III VL1,VL2</div><div></div><div>2,0</div></div> <div><div>Zone VI VL1,VL2</div><div></div><div>2,0</div></div>	<div><div>Zone I VL4</div><div></div><div>1,8</div></div> <div><div>Zone II VL4</div><div></div><div>1,8</div></div> <div><div>Zone III VL4</div><div></div><div>1,8</div></div> <div><div>Zone VI VL4</div><div></div><div>1,8</div></div>	<div><div>Zone I</div><div></div><div>3,6</div></div> <div><div>Zone II</div><div></div><div>3,6</div></div> <div><div>Zone III</div><div></div><div>3,6</div></div> <div><div>Zone VI</div><div></div><div>3,6</div></div>
<div><div>Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia Mlle ACHOUR Kamelia</div><div>Dirigé par : Mme MEZIANI</div></div>	<div><div>Ferrailage des voiles longitudinaux</div></div>	<div><div>2019/2020</div></div>

FERRAILLAGE DU RADIER ET DE LA DALLE FLOTANTE ET DE RADIER

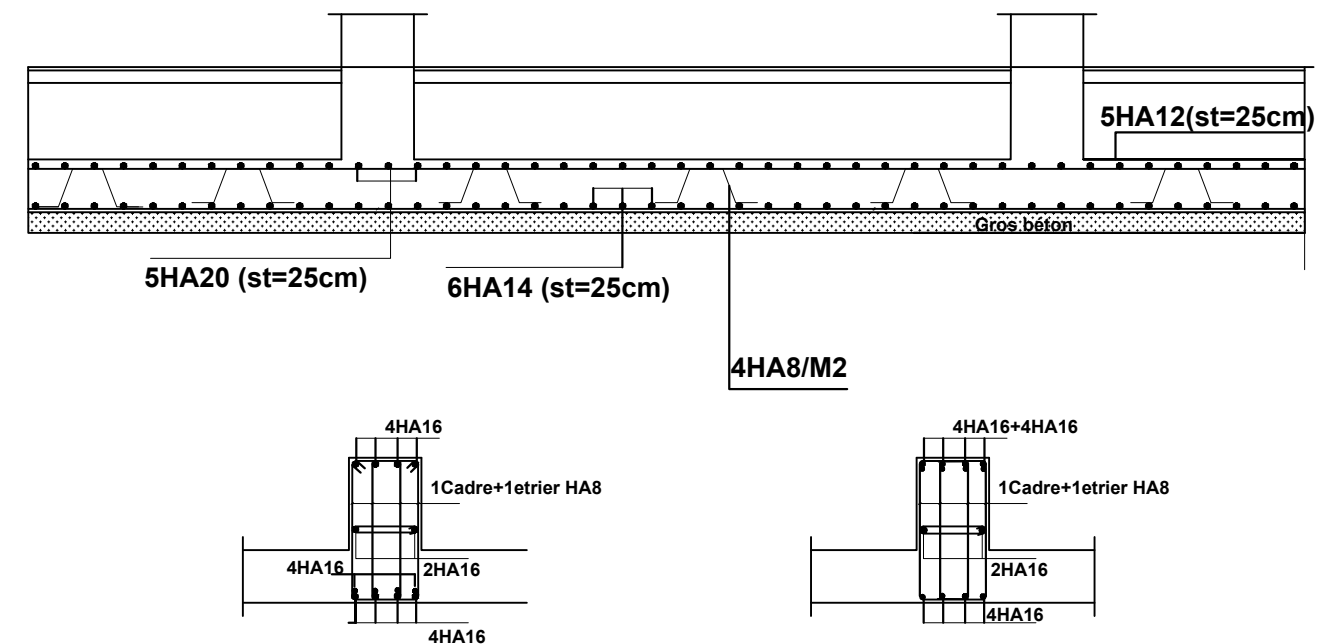
Sens longitudinal



Appuis

Travée

Sens transversal



Appuis

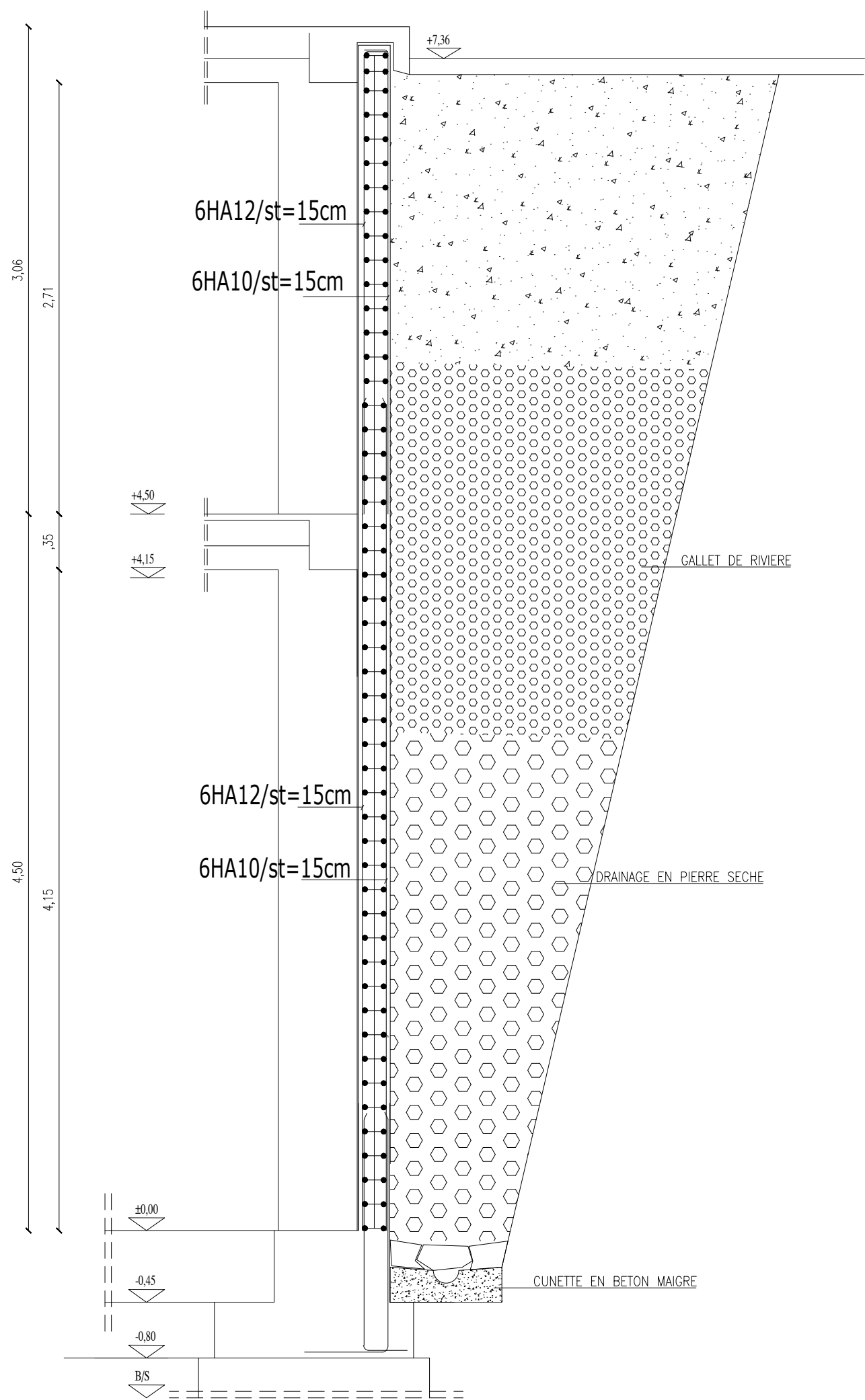
Travée

Présenté par: Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Encadré par: Mme MEZIANI

Ferrailage du radier et de la dalle flottante du radier

2019/2020



Présenté par : Mlle ABDENNBI Dyhia
Mlle ACHOUR Kamelia

Dirigé par : Mme MEZIANI

Ferraillage du mur plaque, ep=20cm

2019/2020

Conclusion

L'objectif de ce projet était de réaliser un immeuble comportant un R+8, entre sol et étage attique à usage d'habitation et commerciale en portiques et voiles

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire le parallèle entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un vers l'autre.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de mettre en application toutes les connaissances acquises durant notre parcours universitaire, de compléter celui-ci par de nouvelles théories et l'application des différents règlements dans un cas pratique.

Ce projet nous a permis également d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études de structures ; même sur la pratique des logiciels comme ETABS ; AUTOCAD ce qui facilite l'analyse et le dessin des structures

Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais également sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit à des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir en toutes situations d'urgence

Enfin, le bilan personnel de notre travail est très positif. On a découvert des techniques très riches et très innovantes, on a eu l'occasion de mettre en œuvre et enrichir nos connaissances dans le domaine de génie civil

On a pu également bénéficier d'un très bon encadrement de la part de notre promotrice qui a toujours veillé au bon déroulement du projet.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.
- BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.

Logiciels :

- Logiciel ETABS 9.7.1
- Logiciel de ferrailage SOCOTEC.
- EXCEL 2007.
- WORD 2007.
- AUTOCAD 2016.

Ouvrage :

- Les abaques de PIGEAUD.
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.